



**Renato Filipe
Chaves Garcia**

**Mecanismo de aderência aço liso-betão na resposta
cíclica de nós**



**Renato Filipe
Chaves Garcia**

**Mecanismo de aderência aço liso-betão na resposta
cíclica de nós**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Humberto Varum, Professor associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e do Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa, Professor catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Aos meus pais pelo exemplo e apoio e namorada pela dedicação

o júri

presidente

Prof. Margarida João Fernandes de Pinho Lopes

Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

Professor associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa

Professor catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor João Paulo Sousa Costa e Miranda Guedes

Professor auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

agradecimentos

O presente trabalho só foi possível com os apoios humanos e materiais, concedidos por várias entidades, que foram essenciais para a sua execução e conclusão. Embora se trate de um trabalho individual, gostaria de expressar o meu profundo e sincero agradecimento a todos aqueles que, de uma forma direta ou indireta, me ajudaram ao longo desta dissertação.

Assim, começaria por agradecer ao Professor Humberto Varum, meu orientador, pela orientação, disponibilidade, incentivo e ensinamentos durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor Aníbal Costa, meu co-orientador, pela orientação, disponibilidade, incentivo, conhecimentos e ensinamentos transmitidos no desenvolvimento desta dissertação.

Ao Doutorando José Melo, gostaria de expressar, igualmente o meu apreço e a minha gratidão, pela disponibilidade, apoio, companheirismo, dedicação, paciência e amizade prestada durante o desenrolar de todo o trabalho envolvido nesta dissertação, como também, à partilha de conhecimentos e ensinamentos.

Aos Engenheiros António Figueiredo, Nelson Helena, Hugo Rodrigues, e Randolph Borg pelo apoio e convívio durante os ensaios no laboratório do Departamento de Civil da Universidade de Aveiro, bem como, aos funcionários do laboratório Vítor e Sr. Raul, e aos colegas de mestrado, Sílvia e Diogo Mariano.

Ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro pela disponibilidade do espaço e de recursos humanos e materiais.

À empresa PAVICENTRO pelo apoio na produção dos provetes.

Um agradecimento muito especial à minha namorada, Cláudia Louros, pela paciência, carinho e incondicional apoio que sempre demonstrou.

Ao meu irmão, Engenheiro Fábio Alexandre Chaves Garcia, pelo companheirismo, apoio e amizade ao longo destes eternos cinco anos de curso.

À minha avó, Noémia Cidália de Brum Bettencourte, pelo exemplo de vida.

Aos meus pais, Eduíno António Brum Garcia e Maria de Lurdes Viveiros Chaves Garcia, pelo amor, preocupação, incentivo, princípios, exemplo e, sobretudo, pelo encorajamento e encaminhamento para contornar a angustiante SAUDADE das minhas origens, da minha terra ...“Pico - Açores”.

palavras-chave

Nós interiores, armadura lisa, detalhes construtivos, aderência aço-betão, comportamento cíclico.

resumo

Uma parte considerável dos edifícios construídos até meados da década de 70 do século passado em Portugal e em outros países do Sul da Europa são, em grande parte, vulneráveis às ações sísmicas. Muitos destes edifícios têm associados opções de conceção e construção que podem condicionar a sua segurança sísmica, devido à inexistência de regulamentação específica relativa ao dimensionamento sísmico naquela época da construção. Tendo por base o atual estado do conhecimento e os regulamentos sísmicos, conclui-se que as limitações referidas poderão estar relacionadas com a má pormenorização da armadura, com o betão de reduzida resistência, e com a utilização de armadura lisa. Estes edifícios não dispõem de capacidade adequada para resistir às solicitações cíclicas, como as induzidas pela ação sísmica. Nestas estruturas, a aderência entre os varões de aço liso e o betão é limitada, proporcionando assim condições para se formar o mecanismo do escorregamento das armaduras, que pode condicionar a capacidade sísmica das estruturas dos edifícios, e no limite potenciar o seu colapso.

A presente dissertação pretende contribuir para uma melhor compreensão do comportamento cíclico de estruturas de betão armado edificadas até meados da década de 70 com armadura lisa. O estudo desenvolvido concentra-se na análise da influência do mecanismo de aderência aço liso-betão no comportamento cíclico de ligações viga-pilar em nós interiores de edifícios.

Para o efeito, construíram-se seis provetes (nós viga-pilar) à escala real, cinco dos quais são representativos dos elementos estruturais daquela época, considerando a pormenorização das armaduras especificadas na respetiva regulamentação em vigor à data, e as práticas de construção daquela época. O outro provete foi construído com armadura nervurada, permitindo a comparação do desempenho dos provetes em função das características de aderência aço-betão. Os seis provetes foram ensaiados na horizontal para um carregamento combinado de esforço axial no pilar constante, e carga lateral cíclica de amplitude crescente.

Com base nos resultados experimentais obtidos foi possível compreender a influência dos pormenores construtivos típicos no fenómeno de escorregamento das armaduras e consequentemente, no desempenho dos nós viga-pilar interiores para carregamentos cíclicos.

keywords

Beam-column joints, plain bars, reinforcing steel details, bond-slip, cyclic behaviour.

abstract

Most reinforced concrete (R.C.) structures built in Portugal and Europe by the middle of the 1970s are vulnerable to seismic loading. Since at the time there were only a few appropriate seismic design regulations implemented in the construction industry, most of the R.C. structures were built with seismic design and construction misconceptions. Poor detailing of reinforcement, the use of inferior concrete and the utilisation of plain bars are amongst the factors that attribute to the inability of such structures to perform well under cyclic seismic action. In R.C. structures with such characteristics, the bond between the plain bars and concrete is not guaranteed. This gives rise to bond-slip mechanism between the concrete and the embedded reinforcement. As a result R.C. structures collapse prematurely or suffer enhanced damage.

This dissertation aims to illustrate the behaviour of R.C. structures built by the middle of the 1970s and utilising plain bars. In this study, the influence of the bond-slip mechanism on the behaviour of interior beam-column joints under cyclic loading was investigated.

Low cycle fatigue tests were performed on five full-scale specimens built with materials, geometry and reinforcement detailing characteristics simulating older R.C. built by the 1970s. Reference to older codes of practice was made. An additional specimen utilising ribbed bars was tested in order to compare the performance of such bars with plain bars. All specimens were tested in a horizontal setup and were subject to the same cyclic loading pattern.

The results obtained were used to understand the influence that each of the construction details have on the occurrence of bond-slip mechanism. Its effect on the performance of the cyclic response of beam-column interior joints was investigated.

ÍNDICE GERAL

Capítulo 1

1.	Introdução	1
1.1.	Enquadramento	1
1.2.	Motivação	2
1.3.	Objetivos	2
1.4.	Estratégia	2
1.5.	Estrutura da dissertação	2

Capítulo 2

2.	Construção em betão armado em Portugal pré-1970	5
2.1.	Caracterização do betão armado	5
2.1.1.	Betão	5
2.1.2.	Aço	6
2.2.	Disposições construtivas segundo o REBA	7
2.2.1.	Aspetos gerais	7
2.2.2.	Vigas	9
2.2.3.	Pilares	9
2.3.	Problemas estruturais dos edifícios em betão armado	10

Capítulo 3

3.	Estudos anteriores sobre nós viga-pilar	15
3.1.	Técnicas de ensaio	15
3.2.	Parâmetros e variáveis analisadas nos nós	21
3.2.1.	Aderência aço-betão	21
3.2.2.	Escorregamento	22
3.2.3.	Ações	23
3.2.4.	Esforço normal no pilar	25
3.2.5.	Ancoragem	26
3.2.6.	Ciclo de histerese	27
3.2.7.	Tipo de rotura do nó	28

Capítulo 4

4.	Conceção e execução dos provetes	31
4.1.	Características geométricas	31

4.2.	Propriedades dos materiais	32
4.2.1.	Betão	32
4.2.2.	Aço	34
4.3.	Disposições das armaduras.....	35
4.3.1.	Provetes IPA.....	37
4.3.2.	Provete IPB	37
4.3.3.	Provete IPD	38
4.3.4.	Provete IPE	39
4.3.5.	Provete ID.....	40
4.4.	Fabrico das armaduras.....	40
4.5.	Cofragem.....	42
4.6.	Betonagem	42
4.7.	Propriedades mecânicas dos provetes	44

Capítulo 5

5.	Esquema de ensaio.....	45
5.1.	Funcionamento da plataforma de ensaio	45
5.2.	Descrição da plataforma de ensaio.....	46
5.3.	Instrumentação dos provetes.....	50
5.4.	Pré-carregamentos.....	52

Capítulo 6

6.	Apresentação dos resultados	55
6.1.	Considerações gerais.....	55
6.1.1.	Relação força-deslocamento	55
6.1.2.	Energia dissipada	56
6.1.3.	Amortecimento equivalente.....	57
6.1.4.	Danos observados.....	57
6.1.5.	Comprimento de rótula plástica.....	58
6.2.	Provete IPA-1	58
6.2.1.	Relação força-deslocamento	58
6.2.2.	Energia dissipada	59
6.2.3.	Amortecimento equivalente.....	59
6.2.4.	Danos observados.....	59
6.2.5.	Comprimento de rótula plástica.....	60
6.3.	Provete IPA-2	61
6.3.1.	Relação força-deslocamento	61

6.3.2.	Energia dissipada	61
6.3.3.	Amortecimento equivalente.....	62
6.3.4.	Danos observados	62
6.3.5.	Comprimento de rótula plástica	63
6.4.	Provete IPB	63
6.4.1.	Relação força-deslocamento	63
6.4.2.	Energia dissipada	64
6.4.3.	Amortecimento equivalente.....	65
6.4.4.	Danos observados	65
6.4.5.	Comprimento de rótula plástica	66
6.5.	Provete IPD	66
6.5.1.	Relação força-deslocamento	66
6.5.2.	Energia dissipada	67
6.5.3.	Amortecimento equivalente.....	67
6.5.4.	Danos observados	68
6.5.5.	Comprimento de rótula plástica	69
6.6.	Provete IPE	69
6.6.1.	Relação força-deslocamento	69
6.6.2.	Energia dissipada	70
6.6.3.	Amortecimento equivalente.....	70
6.6.4.	Danos observados	71
6.6.5.	Comprimento de rótula plástica	72
6.7.	Provete ID	72
6.7.1.	Relação força-deslocamento	72
6.7.2.	Energia dissipada	73
6.7.3.	Amortecimento equivalente.....	73
6.7.4.	Danos observados	74
6.7.5.	Comprimento de rótula plástica	75

Capítulo 7

7.	Análise comparativa dos resultados	77
7.1.	Análise global	77
7.1.1.	Envolventes força-deslocamento	77
7.1.2.	Energia dissipada	78
7.1.3.	Amortecimento equivalente.....	79
7.1.4.	Danos observados	80
7.1.5.	Comprimentos de rótula plástica	80

7.2.	Influência da emenda no pilar	81
7.2.1.	Relação força-deslocamento	81
7.2.2.	Energia dissipada	82
7.2.3.	Amortecimento equivalente.....	82
7.2.4.	Momento - curvatura.....	83
7.2.5.	Danos observados	84
7.2.6.	Comprimentos de rótula plástica.....	85
7.2.7.	Discussão dos resultados	85
7.3.	Emenda no pilar e nas vigas.....	85
7.3.1.	Relação força-deslocamento	86
7.3.2.	Energia dissipada	86
7.3.3.	Amortecimento equivalente.....	87
7.3.4.	Momento - curvatura.....	87
7.3.5.	Danos observados	89
7.3.6.	Comprimento de rótula plástica.....	90
7.3.7.	Discussão dos resultados	91
7.4.	Armadura longitudinal dobrada a 45°.....	91
7.4.1.	Relação força – deslocamento.....	91
7.4.2.	Energia dissipada	92
7.4.3.	Amortecimento equivalente.....	93
7.4.4.	Momento - curvatura.....	93
7.4.5.	Danos observados	94
7.4.6.	Comprimento de rótula plástica.....	95
7.4.7.	Discussão dos resultados	95
7.5.	Armadura nervurada.....	96
7.5.1.	Relação força – deslocamento.....	96
7.5.2.	Energia dissipada	97
7.5.3.	Amortecimento equivalente.....	97
7.5.4.	Danos observados	98
7.5.5.	Comprimento de rótula plástica.....	98
7.5.6.	Discussão dos resultados	98
7.6.	Influência do pré-carregamento no ensaio.....	99
7.6.1.	Relação força – deslocamento.....	99
7.6.2.	Energia dissipada	100
7.6.3.	Amortecimento equivalente.....	100
7.6.4.	Momento – curvatura	101
7.6.5.	Danos observados	101

7.6.6.	Comprimento de rótula plástica	102
7.6.7.	Evolução da pré-carga.....	102
7.6.8.	Discussão dos resultados	103

Capítulo 8

8.	Conclusões e Possíveis ações de Desenvolvimento futuro	105
8.1.	Conclusões.....	105
8.2.	Possíveis ações de desenvolvimento futuro	106

Referências Bibliográficas.....	109
---------------------------------	-----

Anexos	Expõem a evolução dos danos visualmente observados nos vários níveis de <i>drift</i> da lei de deslocamento aplicada nos ensaios dos provetes.	113
Anexo 1 – Provete IPA-1.....		115
Anexo 2 – Provete IPA-2.....		119
Anexo 3 – Provete IPB.....		123
Anexo 4 – Provete IPD.....		127
Anexo 5 – Provete IPE.....		131
Anexo 6 – Provete ID.....		135

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Relação tensões-extensões de cálculo do betão [6]: a) relação tensão-extensão do betão; b) características mecânicas dos betões.	6
Figura 2 - Diagrama tensões-extensões dum aço laminado a quente [2].	7
Figura 3 - Comprimento de amarração para ganchos [3]	8
Figura 4 - Pormenores da armadura para vigas [3].	9
Figura 5 - Danos estruturais devido as fundações [1]: a) liquefação uniforme / <i>soft-storeys</i> ; b) liquefação diferencial.	10
Figura 6 - Danos estruturais devido a redução de rigidez por supressão de elementos [1]: a) redução das paredes ao nível do rés-do-chão; b) piso vazado.	11
Figura 7 - Danos estruturais devido à deficiente ligação entre elementos [1]: a) desconexão dos pilares da viga "escorregamento"; b) ligação do nó com pouca rigidez no piso vazado.	11
Figura 8 - Danos estruturais devido a má pormenorização [1]: a) e b) cintagem deficiente de pilares; c) formação de pilares curtos e deficiente cintagem.	12
Figura 9 - Sistema de ensaio [9]: a) estrutura de betão; b) plataforma de ensaio; c) projeto da estrutura.	15
Figura 10 - Plataforma de ensaio de pórticos [18]: a) esquema de ensaio; b) distribuição da força.	16
Figura 11 - Pormenores da exposição das armaduras [19].	17
Figura 12 - Plataforma horizontal de ensaio, com provete [20].	18
Figura 13 - Plataforma de ensaio horizontal; a) esquema de ensaio [21]; b) esquema de ensaio e dimensões gerais [22].....	19
Figura 14 - Disposições das armaduras dos provetes [25].	20
Figura 15 - Plataforma de ensaio vertical [25]: a) configuração geral da estrutura; b) dano no provete JA; c) dano no provete JC.	20
Figura 16 – Esquemas de ensaios [26]: a) adesão; b) mobilização do atrito.	22
Figura 17 – Aderência aço liso: a) rugosidade superficial [27]; b) mobilização mecânica [28].	22
Figura 18 - Curva teórica de aderência-escorregamento [30].	23
Figura 19 - Observação experimental dos laços de histerese em espécimes de betão [37]: a) em compressão, b) em tração.....	27
Figura 20 - Ciclos de histerese [38].	28
Figura 21 - Localização dos nós analisados no pórtico.	31
Figura 22 - Dimensões do nó: a) provete; b) secções transversais.	32
Figura 23 - Agregados: a) Areia fina; b) Areia lavada; c) Brita 1; d) Brita 2.	33

Figura 24 - Ensaio de tração ao aço A235 NL (liso): a) diâmetro 8 mm; b) diâmetro 12 mm.	35
Figura 25 - Ensaio de tração ao aço A235 NR (nervurado): a) diâmetro 8 mm; b) diâmetro 12 mm.	35
Figura 26 - Pormenorização de ancoragem: a) comprimento de amarração, L_d ; b) diâmetro do mandril, D_h ; c) comprimento da extremidade do gancho, L_h .	36
Figura 27 – Armadura do provete IPA; a) em planta; b) em corte.	37
Figura 28 - Armadura do provete IPB; a) em planta; b) em corte.	38
Figura 29 - Armadura do provete IPD; a) em planta; b) em corte.	38
Figura 30 - Armadura do provete IPE; a) em planta; b) em corte.	39
Figura 31 - Armadura do provete ID; a) em planta; b) em corte.	40
Figura 32 - Armaduras de aço: a) cintas; b) estribos; c) cavalos; d) gancho de ancoragem.	41
Figura 33 - Pormenores gerais da montagem e amarração da armadura: a) vista geral; b) nó; c) amarração; d) extremidade da viga.	42
Figura 34 - Detalhes da cofragem dos provetes: a) vista geral; b) nó; c) ancoragem; d) espaçadores.	42
Figura 35 - Betonagem dos provetes: a) provete vibrado; b) colocação do betão; c) vibração do provete; d) amostras cilíndricas; d) acabamento final da superfície do provete; e) acabamento final.	43
Figura 36 - Esquema de ensaio.	45
Figura 37 - Lei de deslocamentos utilizada nos ensaios.	46
Figura 38 - Plataforma de ensaio: a) em planta; b) imagem em perspectiva.	46
Figura 39 - Elementos metálicos de reação: a) apoio duplo; b) atuador; c) viga/slides.	47
Figura 40 - Ligações do provete à estrutura de reação: a) ajustadores; b) rótula; c) slide.	47
Figura 41 - Ligações dos apoios com esferas: a) esfera; b) blocos de nivelamento; c) provete.	48
Figura 42 - Ligação do servo-atuador: a) servo-atuador; b) rótula de extremidade; c) ligação ao pilar.	48
Figura 43 - Sistema utilizado para aplicar esforço axial nos pilares: a) ligação dos <i>dywidags</i> ao atuador; b) <i>dywidags</i> ; c) ligação dos <i>dywidags</i> a base do pilar inferior.	49
Figura 44 - Células de força: a) atuador; b) servo-atuador; c) apoio duplo.	49
Figura 45 - Preparação do provete: a) topo do pilar; b) extremidades das vigas, c) provete.	49
Figura 46 - Sensores utilizados.	50
Figura 47 - Esquema da disposição dos sensores.	50
Figura 48 – Distâncias entre sensores (em mm).	51
Figura 49 - Aplicação da pré-carga: a) viga esquerda; b) viga direita.	53
Figura 50 - Dano inicial no provete ID: a) localizado; b) geral.	53

Figura 51 - Cálculo do deslocamento de cedência: a) primeira condição b) segunda condição.	56
Figura 52 - Relação força-deslocamento (IPA-1): a) ciclos histeréticos; b) envoltentes.....	58
Figura 53 - Energia dissipada do provete IPA-1.....	59
Figura 54 - Amortecimento equivalente do provete IPA-1.	59
Figura 55 - Dano no provete IPA-1: a) dano do nó; b) dano geral.	60
Figura 56 - Relação força-deslocamento (IPA-2): a) ciclos histeréticos; b) envolvente.	61
Figura 57 - Energia dissipada do provete IPA-2.....	62
Figura 58 - Amortecimento equivalente do provete IPA-2.	62
Figura 59 - Dano no provete IPA-2: a) dano no nó; b) dano geral.	63
Figura 60 - Relação força-deslocamento (IPB): a) ciclos histeréticos; b) envoltentes.	64
Figura 61 – Energia dissipada do provete IPB	64
Figura 62 – Amortecimento equivalente do provete IPB	65
Figura 63 - Dano no provete IPB: a) dano no nó; b) dano geral.	65
Figura 64 - Relação força-deslocamento (IPD): a) ciclos histeréticos; b) envoltentes.....	66
Figura 65 – Energia dissipada do provete IPD	67
Figura 66 – Amortecimento equivalente do provete IPD	68
Figura 67 - Dano no provete IPD: a) dano no nó; b) dano geral.	68
Figura 68 - Relação força-deslocamento (IPE): a) ciclos histeréticos; b) envoltentes.	69
Figura 69 – Energia dissipada do provete IPE	70
Figura 70 – Amortecimento equivalente do provete IPE	71
Figura 71 - Dano no provete IPE: a) dano no nó; b) dano geral.	71
Figura 72 – 11 Relação força-deslocamento (ID): a) ciclos histeréticos; b) envoltentes.	72
Figura 73 – Energia dissipada do provete ID	73
Figura 74 – Amortecimento equivalente do provete ID.....	74
Figura 75 - Dano no provete ID: a) dano no nó; b) dano geral.	74
Figura 76 - Envolve força-deslocamento dos seis provetes.....	78
Figura 77 – Energia dissipada dos seis provetes.	79
Figura 78 – Amortecimento equivalente dos seis provetes.	79
Figura 79 - Dano final observado nos provetes: a) nó IPA-1; b) nó IPA-2; c) IPB; d) IPE; e) nó ID; f) nó e pilar inferior IPD.....	80
Figura 80 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-1 e IPB: a) ciclos histeréticos; b) envolvente.	81
Figura 81 – Energia dissipada dos provetes IPA-1 e IPB.....	82
Figura 82 – Amortecimento - ductilidade dos provetes IPA-1 e IPB.	83
Figura 83 – Momento de curvatura do pilar superior dos provetes IPA-1 e IPB: a) primeiro nível do pilar; b) segundo nível do pilar c) terceiro nível do pilar.	84

Figura 84 – Dano no pilar superior: a) provete IPA-1; b) provete IPB.....	84
Figura 85 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-1 e IPD: a) ciclos histeréticos; b) envolventes.....	86
Figura 86 – Energia dissipada dos provetes IPA-1 e IPD.....	87
Figura 87 – Amortecimento - ductilidade dos provetes IPA-1 e IPD.	87
Figura 88 – Momento de curvatura dos pilares dos provetes IPD e IPA-1: a) pilar superior; b) pilar inferior.	88
Figura 89 – Momento de curvatura das vigas dos provetes IPD e IPA-1: a) esquerda; b) direita.....	88
Figura 90 – Dano observado nas vigas: a) Provete IPD; b) Provete IPA-1.....	89
Figura 91 – Dano observado no pilar superior; a) Provete IPA-1; b) Provete IPD.	90
Figura 92 - Dano observado no pilar inferior; a) Provete IPA-1; b) Provete IPD.	90
Figura 93 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-1 e IPE: a) ciclos histeréticos; b) envolventes.....	92
Figura 94 – Energia dissipada dos provetes IPA-1 e IPE.....	93
Figura 95 – Amortecimento - ductilidade dos provetes IPA-1 e IPE.	93
Figura 96 – Momento curvatura da viga direita IPE: a) primeiro nível da viga; b) segundo nível segmento da viga	94
Figura 97 – Momento curvatura da viga esquerda IPE: a) primeiro nível da viga; b) segundo nível da viga.....	94
Figura 98 – Dano observado nas vigas: a) Provete IPE; b) Provete IPA-1.....	95
Figura 99 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-1 e ID: a) ciclos histeréticos; b) envolventes.....	96
Figura 100 – Energia dissipada dos provetes IPA-1 e ID.	97
Figura 101 – Amortecimento - ductilidade dos provetes IPA-1 e ID.....	97
Figura 102 – Esquema do dano geral: a) Provete IPA-1; b) Provete ID.	98
Figura 103 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-1 e IPA-2: a) ciclos histeréticos; b) envolventes.	99
Figura 104 – Energia dissipada dos provetes IPA-1 e IPA-2.....	100
Figura 105 – Amortecimento - ductilidade dos provetes IPA-1 e IPA-2.	100
Figura 106 – Momento-curvatura das vigas do provete IPA-2: a) primeiro nível da viga esquerda; b) primeiro nível da viga direita.....	101
Figura 107 – Esquema do dano geral: a) Provete IPA-1; b) Provete IPA-2.	102
Figura 108 – Evolução da reação nas vigas do provete IPA-2 e IPA-1.	103

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Diâmetros de curvatura mínimos nas dobragens [3]	8
Tabela 2 - Comprimentos de amarração, l_a [3]	8
Tabela 3- Quantidades de materiais utilizados no fabrico do betão	33
Tabela 4 - Características dos agregados.....	33
Tabela 5 - Tensão resistente de compressão dos corpos de prova	34
Tabela 6 - comprimentos de amarração.....	36
Tabela 7 - Resumo das propriedades mecânicas dos provetes	44
Tabela 8 - Sensores utilizados	52
Tabela 9 - Células de cargas utilizadas.....	52
Tabela 10 – Rótulas-plásticas dos elementos do provete IPA-1.....	60
Tabela 11 – Rótulas-plásticas dos elementos do provete IPA-2.....	63
Tabela 12 – Rótulas-plásticas dos elementos do provete IPB.....	66
Tabela 13 – Rótulas-plásticas dos elementos do provete IPD.....	69
Tabela 14 – Rótulas-plásticas dos elementos do provete IPE.....	72
Tabela 15 – Rótulas-plásticas dos elementos do provete ID	75
Tabela 16 – Rótulas plásticas dos elementos dos provetes	81
Tabela 17 – Rotulas-plásticas dos elementos dos provetes IPA-1 e IPB	85
Tabela 18 – Rotulas-plásticas dos elementos dos provetes IPA-1 e IPD	90
Tabela 19 – Rótulas-plásticas dos elementos dos provetes IPA-1 e IPE	95
Tabela 20 – Rótulas-plásticas dos elementos dos provetes IPA-1 e ID.....	98
Tabela 21 – Rótulas-plásticas dos elementos dos provetes IPA-1 e IPA-2	102
Tabela 22 – Danos observados por <i>drift</i> (IPA-1)	115
Tabela 23 – Estado do dano final nos elementos (IPA-1).....	117
Tabela 24 – Danos observados por <i>drift</i> (IPA-2)	119
Tabela 25 - Estado do dano final nos elementos (IPA-2)	121
Tabela 26 – Danos observados por <i>drift</i> (IPB)	123
Tabela 27 - Estado do dano final nos elementos (IPB)	125
Tabela 28 – Danos observados por <i>drift</i> (IPD)	127
Tabela 29 - Estado do dano final nos elementos (IPD)	129
Tabela 30 – Danos observados por <i>drift</i> (IPE)	131
Tabela 31 – Estado do dano final nos elementos (IPE).....	133
Tabela 32 – Danos observados por <i>drift</i> (ID).....	135
Tabela 33 - Estado do dano final nos elementos (ID).....	137

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

As ações sísmicas ao longo dos tempos têm sido uma das principais preocupações do homem, quer no dimensionamento de edifícios novos, quer no reforço de edifícios já existentes. A constante evolução e aprofundamento na engenharia sísmica têm demonstrado enormes progressos na caracterização da resposta cíclica das estruturas, que nos últimos acontecimentos sísmicos tem salvaguardado um número significativo de vidas humanas.

É sabido que no parque edificado Português, os edifícios são compostos por variados tipos de estruturas com diferentes técnicas de construção. Ao longo dos anos, a construção em Portugal foi adquirindo maior qualidade e resistência às ações naturais. Este facto é mais notório a partir dos anos 50, em que o país deu um grande passo na construção e na engenharia civil, ao introduzir o betão armado como um dos principais materiais estruturais, conjuntamente com a implementação de regulamentação para o dimensionamento aos sismos. A prova disso é a perduração do betão e de alguns regulamentos até aos dias de hoje (como o EC2 e EC8 que revogaram o REBAP, tendo este por sua vez já revogado o REBA).

O betão armado até a década 70 era composto por betão de fraco desempenho em termos mecânicos e o aço era de superfície lisa (sem nervuras), de elevada ductilidade e com uma resistência moderada (240MPa), originando uma pobre interligação entre os dois materiais. Atualmente com o surgimento de novos regulamentos, as estruturas de betão armado com armadura lisa não são usuais, e os edifícios que possuem este tipo de armaduras não cumprem ou ficam aquém das novas exigências regulamentares. Há uma maior preocupação para com os fenómenos de escorregamento da armadura, que em cenário de carregamento alternado devido a ação sísmica, poderão causar instabilidade nas estruturas, e mesmo levar o edifício ao colapso.

Com base em causas naturais (sismos) ocorridos em outros países, é notório que a interligação entre os pilares e as vigas, designada por nós, representa uma das zonas mais afetadas, pois apresentam maior dano. A aderência entre o betão e o aço é fragilizada na ocorrência de solicitações cíclicas, dando-se o fenómeno de escorregamento.

1.2. Motivação

Dada a necessidade de requalificar o parque edificado pré-1970 em Portugal, e visto não existir um profundo estudo do comportamento das estruturas de betão armado com armadura lisa, projetadas segundo os regulamentos utilizados nessas épocas em Portugal, é de extremo interesse analisar qualitativamente e quantitativamente o desempenho da aderência aço liso-betão, bem como a influência do escorregamento das armaduras na resposta cíclica da estrutura.

1.3. Objetivos

O trabalho a desenvolver consiste no estudo da influência do mecanismo de aderência aço liso-betão no comportamento cíclico de nós viga-pilar, com diferentes pormenores construtivos habitualmente utilizados na construção civil até à década de 70.

Das respetivas análises e conclusões obtidas, será possível determinar quais as zonas das estruturas dos edifícios que supostamente detêm maior vulnerabilidade, em função dos pormenores construtivos que dispõem. Assim, caso seja necessário intervir em operações de reabilitação, reforço ou de beneficiação, serão mais económicas e eficazes as soluções adotadas para proporcionar estruturas resistentes aos sismos.

1.4. Estratégia

Para caracterizar o comportamento das ligações viga-pilar (nós) face ao desempenho da tensão de aderência e ao escorregamento das armaduras com superfície lisa, elaborar-se-á seis provetes representativos das ligações viga-pilar com destintos pormenores de armadura, os quais serão testados via experimental, numa plataforma horizontal auto equilibrada, com solicitações cíclicas. Dos resultados obtidos na monitorização dos respetivos provetes durante o ensaio, realizar-se-á a análise, confrontando os resultados obtidos entre o provete padrão e os restantes provetes, de modo a perceber qual a perda ou ganho de desempenho dos diferentes pormenores construtivos adotados em cada um dos provetes.

1.5. Estrutura da dissertação

A presente dissertação está organizada em oito capítulos. Neste primeiro Capítulo, é apresentada uma introdução/enquadramento, motivação, objetivo e estratégia adotada para alcançar os objetivos propostos.

No capítulo 2 caracterizam-se as estruturas reticuladas de betão armado construídas até a década de 60-70. Expõe-se alguma da regulamentação aplicada na época, nomeadamente em relação à pormenorização das armaduras, e salienta-se alguns tipos de dano frequentes em edifícios solicitados por ações dinâmicas.

No capítulo 3, apresentam-se alguns estudos experimentais sobre elementos de betão armado, nos quais é abordado o comportamento das ligações viga-pilar (nós). Também se expõe algumas técnicas de ensaios utilizadas para ensaiar provetes representativos de ligações viga-pilar, e alguns fundamentos teóricos descritos na literatura da especialidade.

O capítulo 4 é referente à conceção e execução dos respetivos provetes, e expõem-se as considerações adotadas na geometria do provete, no fabrico do betão e na elaboração e pormenorização das armaduras.

No capítulo 5, descreve-se o funcionamento da plataforma de ensaio horizontal e caracteriza-se cada um dos elementos que a constituem, nomeadamente, elementos de reação, sistema de aplicação de cargas e instrumentação.

No capítulo 6, apresentam-se os resultados da investigação experimental aos nós interiores planos, nomeadamente, a relação força-deslocamento, envolventes força-deslocamento, energia dissipada, amortecimento equivalente, descrição do dano visualmente observado, e comprimentos de rótulas-plásticas. Para cada um dos parâmetros, destacam-se os aspetos mais relevantes que caracterizam o comportamento dos respetivos provetes.

No capítulo 7, efetua-se a análise e discussão dos resultados obtidos via experimental, numa primeira fase, analisam-se os resultados de modo global, destacando as principais divergências entre os provetes. Numa segunda fase, realiza-se a análise comparativa entre o provete padrão e os restante provetes, com o objetivo de perceber qual o desempenho dos diferentes pormenores constritos.

Por último, no capítulo 8, são apresentadas as principais conclusões das diferentes análises realizadas durante este trabalho, e expõem-se possíveis propostas de trabalhos futuros.

2. CONSTRUÇÃO EM BETÃO ARMADO EM PORTUGAL PRÉ-1970

2.1. Caracterização do betão armado

A partir dos anos 50 o país entra na era do betão armado, deixando de usar as alvenarias resistentes na construção, e adotando o betão armado como solução preponderante na execução das estruturas de edifícios habitacionais e industriais.

A construção de betão armado em Portugal passou por várias fases ao longo dos últimos 60 anos, sendo cada uma delas marcada pela tipologia estrutural utilizada na conceção dos edifícios e pela regulamentação aplicada.

Segundo Appleton [1] os edifícios dos anos 60 e 70 fazem parte da fase inicial, devido ao maior predomínio das estruturas porticadas. A literatura refere que apesar de na década 60 terem surgido condições para uma profunda alteração nas soluções estruturais, com a introdução do Regulamento de Solicitação em Edifícios e Pontes [2] e do Regulamento de Estruturas de Betão Armado [3], continuou-se a recorrer a estruturas de laje vigada, e sem qualquer medida anti-sísmica.

A fase inicial ou primeira fase, é caracterizada pelo uso de betões de resistência baixa ou moderada, pouco compactos. As armaduras eram de varão liso de baixa resistência a tração e muito dúcteis. As estruturas eram porticadas, com reduzido grau de simetria e regularidade, com frequentes soluções de apoio viga-viga e grande irregularidade na distribuição dos pilares. As lajes apresentavam reduzida garantia de continuidade e normalmente só existia uma camada de armadura para resistir aos momentos positivos. Eram usados elementos esbeltos, tanto em vigas como em pilares, de que resultaram estruturas muito flexíveis e deformáveis e a ausência de disposições construtivas, em termos de quantidades e disposição de armaduras, que assegurassem a necessária ductilidade. Os edifícios desta fase denotavam algumas fragilidades estruturais face à ação sísmica, problemas de deformabilidade excessiva de lajes muito finas e pouco armadas, e patologias associadas à corrosão de armaduras com carbonatação profunda do betão.

2.1.1. Betão

A literatura existente refere que os primeiros betões aplicados na construção civil não ultrapassavam a resistência do B25 segundo o REBAP [4], o equivalente a um betão C20/25

pelo Eurocódigo 2 [5]. A literatura refere mesmo que era raro obter um betão em obra B25, pois era normal ser inferior, possivelmente um B20 (C16/20 segundo o Eurocódigo 2) ou ainda menor (ver figura 1 a) e b)) [6].

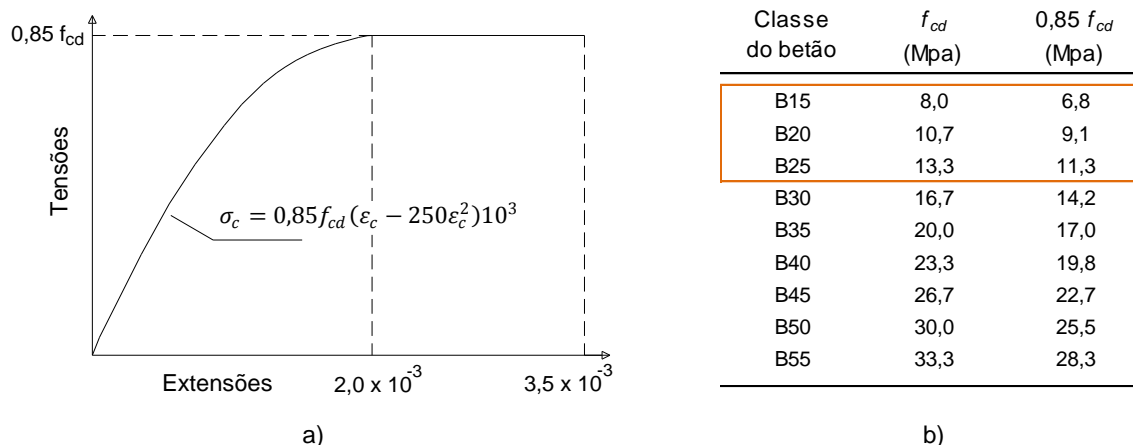


Figura 1 - Relação tensões-extensões de cálculo do betão [6]: a) relação tensão-extensão do betão; b) características mecânicas dos betões.

O betão da época era composto por um fraco componente de cimento e por agregados, normalmente constituídos por cascalhos, godos e areias (de pedras diversas consoante a localização da obra). Este tipo de inertes, com uma clara supremacia de faces arredondadas e a inexistência de arestas salientes, faz com que o ângulo de atrito interno do betão com inerte rolado seja menor, o que conduz a maior trabalhabilidade e melhor arranjo das partículas, obtendo-se portanto maior compacidade do betão. Apesar disso, as estruturas de betão das décadas 60-70 são descritas geralmente como tendo uma má compactação.

Segundo Coutinho [7] os betões compostos por inertes rolados apresentam uma tensão de rotura mais baixa de cerca de 8%, além do que, a tensão na qual se inicia a propagação das fissuras que levam à rotura diminui, aproximadamente, de 50% (betão com inerte britado) para 37% (betão com inerte rolado) da tensão de rotura.

2.1.2. Aço

O aço de varão utilizado nas décadas 60-70 no betão armado era o aço designado por A235 NL. Este aço era caracterizado por possuir um baixo teor em carbono e era obtido pelo processo de laminagem a quente. O aço apresentava uma resistência relativamente baixa e uma deformação plástica considerável, o que lhe dava uma boa ductilidade. Este tipo de aço era normalmente designado por aço macio [6].

O varão de aço A235 NL apresenta uma tensão de cedência característica ou a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% de 235 MPa (f_{syk}). A letra N significa laminado a quente e a letra L superfície lisa (ver figura 2) [6].

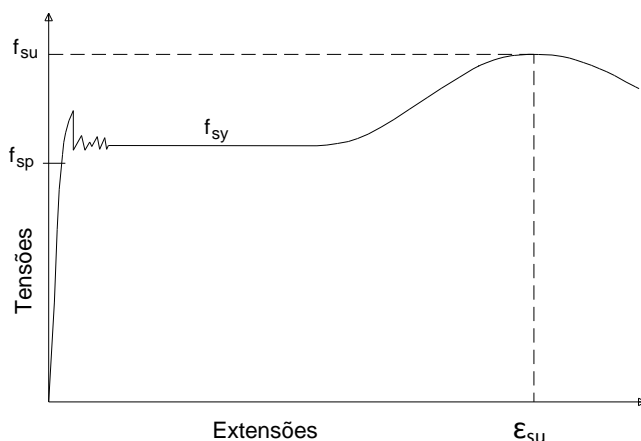


Figura 2 - Diagrama tensões-extensões dum aço laminado a quente [2].

Os recobrimentos usados eram habitualmente reduzidos (aproximadamente 1,5 cm de espessura), logo as armaduras estavam muito expostas aos agentes erosivos. A oxidação era um grave problema dos varões de aço, diminuindo a longevidade de toda a estrutura dos edifícios da época.

2.2. Disposições construtivas segundo o REBA

2.2.1. Aspetos gerais

Os regulamentos publicados nos anos 60 já impunham grande parte das exigências que hoje em dia se impõem no projeto e na conceção de novos edifícios [4].

As estruturas de betão armado tinham que dispor de armaduras principais e secundárias, de modo a garantir a conveniente ligação das diversas partes dos elementos e impedir o alargamento de fendilhação localizada.

Os estribos das vigas e as cintas dos pilares deviam garantir convenientemente o envolvimento e o travamento de todas as armaduras longitudinais.

Não era permitida a utilização em conjunto de aços de diferentes classes de resistência, de modo a evitar erros provenientes de deficientes identificações dos varões.

O recobrimento das armadoras devia ser tal que garantisse a aderência e a conservação desta durante a vida da obra. A espessura de recobrimento variava entre 2 a 4 cm em zonas expostas aos agentes atmosféricos, no interior dos edifícios, a espessura era de 1 cm.

As dobragens dos varões eram executadas de acordo com os diâmetros de curvatura interiores mínimos especificados na tabela 1.

Tabela 1 - Diâmetros de curvatura mínimos nas dobragens [3]

Classe e tipo do aço	Classe do betão	
	B180 e B225	B300, B350 e B400
A24 Liso e nervurado	30 Ø	30 Ø
A40 Liso e nervurado	50 Ø	40 Ø

As amarrações dos varões deviam ser previstas de modo que a capacidade destes se pude desenvolver integralmente. As amarrações de varões do tipo liso terminavam em gancho, com forma semicircular e com diâmetro de curvatura interior mínimo especificado na tabela 1. Além disso, deviam ser prolongadas por um troço reto de comprimento de pelo menos igual a quatro vezes o diâmetro do varão. O comprimento de amarração dos varões l_a , era dado pelas expressões presentes na tabela 2.

Tabela 2 - Comprimentos de amarração, l_a [3]

Classe e tipo do aço	Classe do betão	
	B180 e B225	B300, B350 e B400
A24 Liso e nervurado	30 Ø	30 Ø
A40 Liso e nervurado	50 Ø	40 Ø

Para os casos de varões, cujas amarrações terminavam em forma de gancho, os comprimentos de amarração deviam de ser medidos até à tangente extrema do gancho.

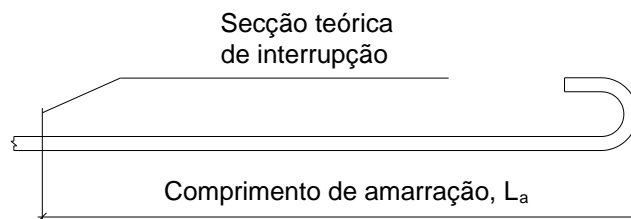


Figura 3 - Comprimento de amarração para ganchos [3]

Em geral, os varões deviam ser emendados o menos possível e, de preferência, em zonas em que a tensão a que estivessem submetidos fosse relativamente baixa.

2.2.2. Vigas

As vigas eram caracterizadas pelos varões longitudinais, colocados para resistir os momentos positivos a meio vão, levantarem 45° (graus) para resistir aos momentos negativos nas extremidades das vigas. Além disso, essa mudança de direção dos varões longitudinais, proporcionava um melhor funcionamento da viga às solicitações do esforço transversal (para ações verticais), reduzindo a quantidade de aço e o custo final da viga.

Na figura 4, está exposto a armadura de uma viga típica da construção da época, e para a armadura do tipo nervurada. Para armadura lisa, as extremidades dos varões não terminavam em cotovelo, sendo dobrados em forma de gancho.

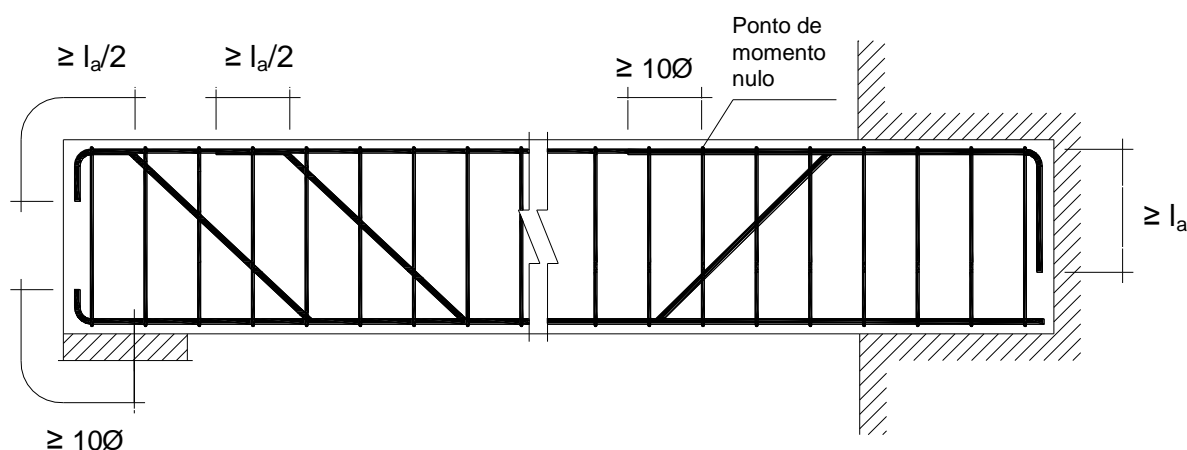


Figura 4 - Pormenores da armadura para vigas [3].

O diâmetro dos estribos não poderia ser inferior a 6 mm para aço A24 (A235). A distância entre estribos não devia ser superior nem a 30 cm nem a 0,75 da altura útil das vigas.

2.2.3. Pilares

Os pilares deviam, em geral, ter dimensões transversais superiores a $1/20$ da sua altura, com o mínimo de 20 cm.

Tinham de possuir no mínimo uma armadura longitudinal composta por quatro varões de 12 mm de diâmetro, no caso do aço A24 (A235).

Sempre que fossem utilizadas armaduras longitudinais de diâmetro igual ou superior a 25 mm, as cintas deviam ser constituídas, no mínimo, por varões de 8 mm de diâmetro. O espaçamento entre os eixos das cintas não deveria ser maior do que a menor dimensão do pilar, nem maior que doze vezes o diâmetro dos varões longitudinais. Esta distância também não devia exceder 25 cm.

2.3. Problemas estruturais dos edifícios em betão armado

Os danos que ocorrem nos edifícios devem-se a diversos fatores, entre os quais, podem-se referenciar o processo construtivo, o conhecimento científico e a regulamentação técnica da época em que os edifícios foram construídos, a qualidade da pormenorização dos projetos, e até mesmo as alterações feitas durante e após a construção dos edifícios.

Segundo Lopes [1], grande parte dos problemas que surgem durante os fenómenos sísmicos deve-se à conceção dos edifícios que raramente é a adequada, começando pelo local escolhido para implantar os edifícios, onde não se dá a devida importância às características do solo e o tipo de arquitectura, que em muitos casos implica estruturas com deficiente continuidade dos elementos estruturais e ligações um pouco deficitárias. Além disso, acrescenta-se a má execução ou adulteração em obra.

A escolha incorreta do tipo de fundação pode levar a deformações excessivas do solo de fundação, que, em cenário de ação sísmica, pode originar ocorrência de liquefação ou assentamento (ver figura 5 a) e b)).



a)



b)

Figura 5 - Danos estruturais devido as fundações [1]: a) liquefação uniforme / *soft-storeys*; b) liquefação diferencial.

A interrupção ou enfraquecimento do sistema estrutural na base (ver figura 6 a) e b)) origina a redução brusca de rigidez. Normalmente, no piso térreo, é frequente a supressão de paredes para se obter grandes espaços livres (lojas com grandes vitrinas) ou então pisos intermédios, onde é interrompida a continuidade da caixa de escadas ou de paredes. Estes

são os tipos de irregularidades estruturais que, da observação de sismos do passado, mostram serem bastantes nocivos.



a)



b)

Figura 6 - Danos estruturais devido a redução de rigidez por supressão de elementos [1]: a) redução das paredes ao nível do rés-do-chão; b) piso vazado.

As ligações deficientes entre elementos estruturais podem criar a ocorrência de escorregamento das armaduras, devido à fraca aderência entre o aço e o betão (ver figura 7 a) e b)). Em algumas situações, a fraca aderência deve-se aos reduzidos comprimento de amarração ou de ancoragem. O problema é agravado quando se utiliza armadura com superfície lisa.



a)



b)

Figura 7 - Danos estruturais devido à deficiente ligação entre elementos [1]: a) desconexão dos pilares da viga "escorregamento"; b) ligação do nó com pouca rigidez no piso vazado.

A pormenorização deficiente de elementos estruturais pode contribuir muito para um mau desempenho das estruturas de edifícios às ações dinâmicas (ver figura 8 a) a c)). As zonas das estruturas onde são formadas rótulas plásticas, têm de dispor de pormenorização adequada para se conseguir obter a ductilidade apropriada. Um problema frequente é a falta de pormenorização das armaduras transversais (estribos e cintas), sendo que a amarração deficiente ou excessivo espaçamento das cintas pode provocar a encurvadura das armaduras por flexão ou rotura por corte. Também a elevada concentração de armadura

pode levar ao surgimento de zonas ou espaços vazios no interior dos elementos de betão, devido a má compactação por excesso de armadura.

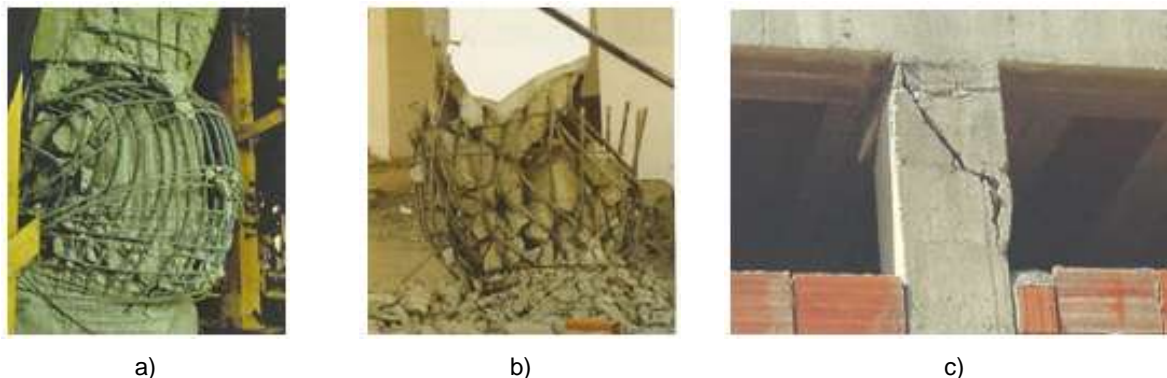


Figura 8 - Danos estruturais devido a má pormenorização [1]: a) e b) cintagem deficiente de pilares; c) formação de pilares curtos e deficiente cintagem.

Fernandes [8] refere que o betão armado apresenta um comportamento de grande complexidade. Uma das causas dessa complexidade é que, mesmo em serviço, as estruturas em betão trabalham com a seção fissurada nas zonas tracionadas, apresentando assim um comportamento não-linear.

No caso das ações cíclicas, o problema torna-se ainda mais complexo, pois outros parâmetros estão envolvidos, como a amplitude da força e também da intensidade do carregamento. Estes tipos de ações podem tornar a estrutura mais frágil ou mesmo incapaz de suportar as condições de utilização para a qual foi projetada.

As estruturas solicitadas por carregamento cíclico também estão sujeitas a uma diminuição da aderência entre o aço e o betão, proporcionando o fenómeno de escorregamento entre a armadura e o betão.

De um modo geral, e de acordo com Fernandes [8], as ações cíclicas provocam nas estruturas de betão armado:

- Rotura da aderência por fadiga da ligação;
- Deslocamento relativo entre a armadura e o betão;
- Diminuição da rigidez;
- Aumento das deformações nos elementos estruturais.

Segundo Varum [9], não basta existir regulamentação sísmica actualizada: é necessário garantir a qualidade dos projetos e das construções, de modo a que os edifícios adquiram capacidade mecânica para resistir às ações sísmicas.

O mesmo autor [9] refere ainda que as causas mais frequentes de danos e colapso de edifícios de betão armado sujeitos à ação sísmica aparecem associadas aos seguintes efeitos/mecanismos:

- Estribos/cintas e confinamento deficitário;
- Ductilidade insuficiente;
- Aderência aço-betão deficitária;
- Ancoragem e sobreposição das armaduras desajustadas;
- Inadequada capacidade de resistência ao corte;
- Capacidade resistente à flexão insuficiente;
- Inadequada resistência ao corte em nós;
- Influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico das estruturas;
- Irregularidades em planta e em altura (mudança brusca das características estruturais e/ou dos elementos);
- Influência dos modos de vibração altos;
- Mecanismo do tipo viga forte - pilar fraco.

O bom funcionamento das estruturas de betão armado depende do modo como ocorre a transferência de tensões entre o aço e o betão, essencialmente quando solicitadas por oscilações cíclicas. As ligações por aderência são fragilizadas perante cenários de fissuração provocados por carregamentos estáticos ou dinâmicos. Esta quebra na aderência entre o betão e o aço dá origem ao fenómeno designado por escorregamento, que é o deslocamento relativo entre as armaduras longitudinais e o betão envolvente.

O fenómeno de escorregamento é agravado quando os elementos de betão armado são sujeitos a cargas cíclicas, tendo maior impacto nos casos em que a armadura é constituída por varões lisos.

3. ESTUDOS ANTERIORES SOBRE NÓS VIGA-PILAR

3.1. Técnicas de ensaio

Neste ponto será realizado um apanhado de algumas das técnicas de ensaio desenvolvidas para caracterizar e quantificar o fenómeno de escorregamento da armadura relativamente ao betão, com maior enfoque nos nós viga-pilar.

Há vários anos que se nota um interesse cada vez maior em tentar perceber o comportamento das interligações entre os diversos elementos de betão armado. Como já foi referido anteriormente, existe um vasto e variado número de anomalias que surgem um pouco por todos os elementos da estrutura de um edifício, sendo a aderência/escorregamento, uma das principais causas dos muitos danos estruturais perante ações cíclicas. Alguns estudos experimentais desenvolvidos recentemente sobre elementos de betão armado construídos com armadura lisa, têm procurado caracterizar o comportamento da aderência, através de ensaios *pull-out* para o estudo local da aderência aço-betão [10-12], bem como, ensaios a elementos estruturais isolados [13-15], e a estruturas à escala real [9, 16, 17].

No laboratório “ELSA” [9], foi realizada uma vasta campanha de ensaios sobre estruturas de betão armado representativas da prática de projeto e construção, até finais da década 70, nos países do sul da Europa. O ensaio consistiu em ensaiar, à escala real, um edifício equivalente a quatro pisos e composto por dois pórticos, que foi submetido as ações sísmicas (ver figura 9 a) a c)).

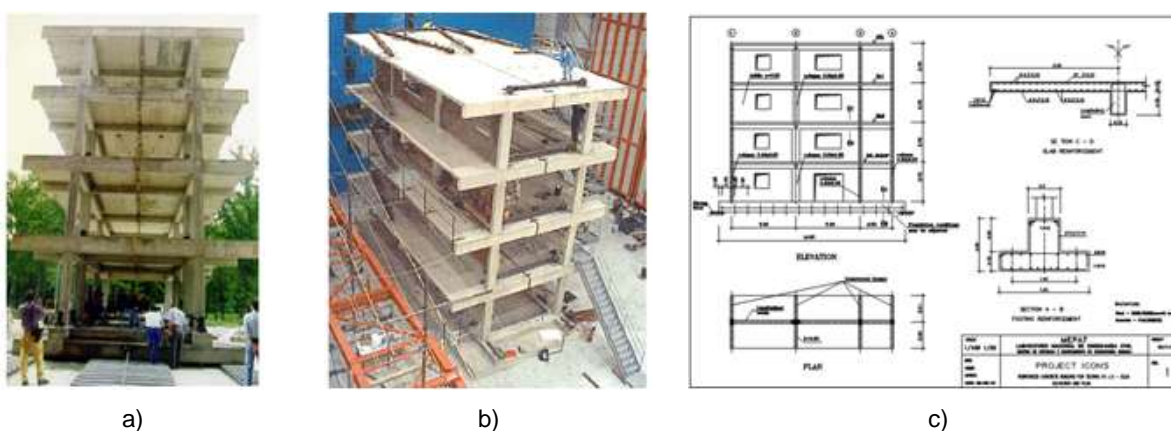


Figura 9 - Sistema de ensaio [9]: a) estrutura de betão; b) plataforma de ensaio; c) projeto da estrutura.

Estes ensaios tiveram como objetivo avaliar a capacidade original destes edifícios, com e sem alvenaria, e avaliar diversas técnicas de reforço, que foram implementadas para suprir os danos que surgiram na estrutura durante as primeiras séries de ensaios.

Da campanha de ensaios concluiu-se que a vulnerabilidade da estrutura foi confirmada, pelo facto da estrutura atingir o colapso ao nível do terceiro piso para 2,4% *drift*, para uma ação sísmica com intensidade ligeiramente superior que a nominal. A inclusão de painéis de alvenaria altera totalmente o comportamento da estrutura, quando comparado com o verificado para a estrutura sem alvenaria.

Em Itália, vários investigadores [18] realizaram um trabalho em conjunto sobre o comportamento sísmico das estruturas típicas dos anos 50 a 70.

Para o efeito, foi realizado um ensaio experimental com solicitações cíclicas num pórtico em betão armado, com deficiências estruturais típicas das disposições dos códigos pré-sísmicos. A estrutura do pórtico continha varões de armadura com aço liso, ausência de armaduras transversais na região do nó, e deficiências nas soluções de ancoragem das armaduras.

O ensaio consistiu em testar um pórtico de três andares à escala 2/3, projetado para um determinado carregamento gravítico e sem qualquer medida estrutural anti-sísmica. As solicitações cíclicas foram aplicadas ao nível dos pisos, com o recurso a macacos hidráulicos (ver figura 10 a) e b)).

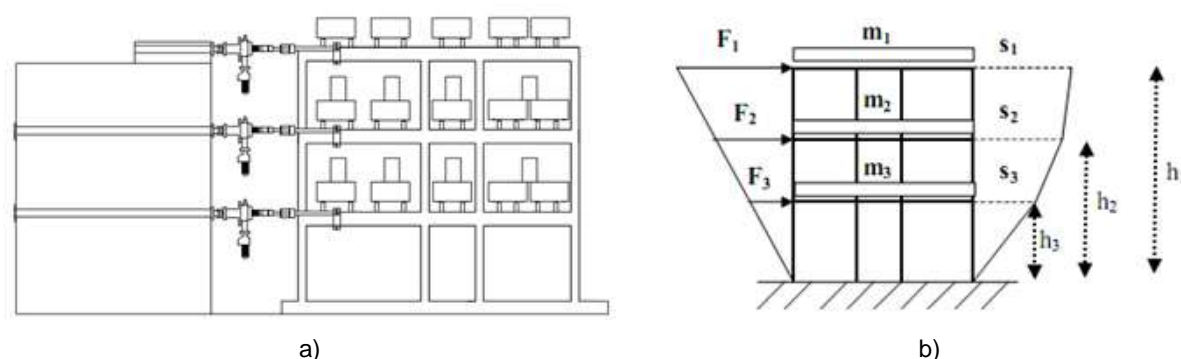


Figura 10 - Plataforma de ensaio de pórticos [18]: a) esquema de ensaio; b) distribuição da força.

Concluíram que o uso de armadura lisa, em combinação com a fixação em gancho dentro das articulações exterior (nós externos) das armaduras, proporciona um mecanismo de rotura particularmente frágil e indesejável, tanto a nível local como global.

Gerson Alva [19] realizou um trabalho que consistiu no estudo do comportamento dos nós do pórtico de ligações viga-pilar de betão armado submetido a ações cíclicas. No programa experimental, foram realizados ensaios em cinco modelos físicos, os quais procuraram simular uma situação real de ligação entre uma viga e um pilar de extremidade, em edifício de múltiplos andares (ver figura 11).

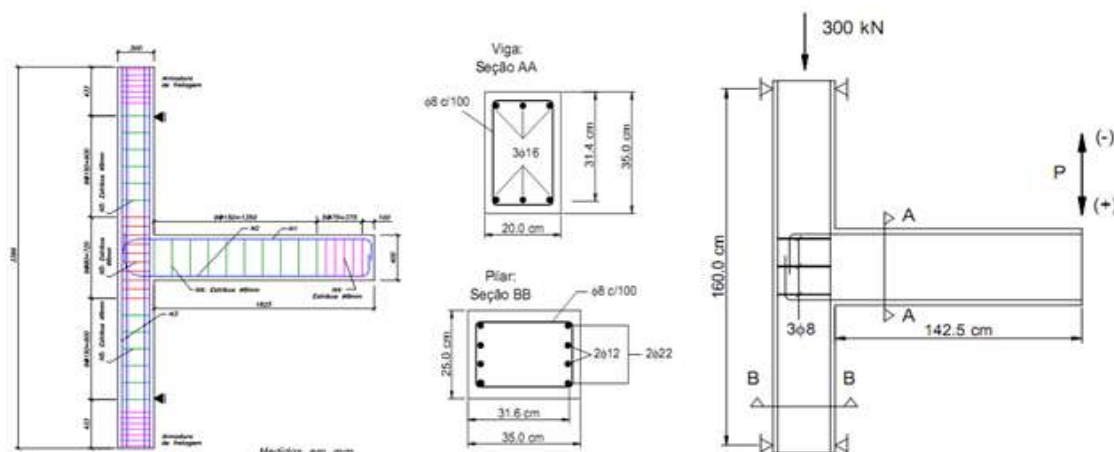


Figura 11 - Pormenores da exposição das armaduras [19].

Os resultados desses ensaios permitiram a observação de diversos aspetos do comportamento estrutural dos nós de pórtico, face às ações cíclicas e a avaliação da influência da variação do carregamento aplicado, e a pormenorização da armadura transversal na região do nó.

Além dos ensaios práticos, foi desenvolvida uma componente de base teórica, onde foram empregues essencialmente dois tipos de modelos: i) modelos derivados das idealizações dos modelos clássicos de biela e tirante; ii) modelos simplificados que empregam conceitos da Mecânica do Dano e da Fratura, para a avaliação dos efeitos da perda de rigidez (dano) e das deformações permanentes (plasticidade) na resposta global da ligação viga-pilar.

Por fim, foram feitas comparações entre os resultados experimentais e teóricos, chegando-se a importantes conclusões sobre o comportamento mecânico do nó face às cargas cíclicas e sobre a eficiência dos modelos teóricos em simular a resposta do nó do pórtico e da ligação como um todo. As comparações mostraram que, dentro de certos limites, os modelos teóricos fornecem resultados satisfatórios face aos resultados experimentais.

Segundo Vladimir Haach [20], existem diversas variáveis que influenciam o comportamento dos nós de pórticos externos, entre as quais, está a força normal aplicada no pilar. O autor realizou um trabalho de investigação sobre a influência da força normal no comportamento

dos nós de pórticos externos de betão armado. Para o efeito foram realizadas análises experimentais a quatro ligações sujeitas a diferentes níveis de força normal.

Os ensaios foram realizados na posição horizontal (ver figura 12), com a mesma plataforma usada por Gerson Alva [19], visto que a realização dos ensaios com a ligação na vertical apresenta dificuldades quanto ao escorregamento desta e necessitava de cuidados para que, no instante da rotura, não ocorresse o derrube do provete.



Figura 12 - Plataforma horizontal de ensaio, com provete [20].

De modo geral, concluíram que o aumento da intensidade da força normal aplicada no modelo, faz com que reduza a força última da ligação, tornando a ligação mais frágil e fazendo com que não surjam muitas fissuras, para o caso de elevadas forças normais.

Em relação à ancoragem dos varões da armadura tracionadas da viga dentro da região nodal, o aumento da força normal faz com que as condições de aderência melhorem consideravelmente.

José Melo [21] realizou um trabalho de investigação sobre o problema do escorregamento das armaduras em estruturas de edifícios de betão armado, construídos até aos anos 70 com armadura lisa.

O trabalho consistiu na análise numérica desenvolvida sobre o comportamento cíclico de elementos de betão armado com armadura lisa, considerando em particular o fenómeno do escorregamento. Para o efeito, realizou ensaios experimentais [22-24] para comparação e calibração dos modelos numéricos. O confronto entre os resultados experimentais e numéricos permitiu avaliar a influência do escorregamento na resposta cíclica dos provetes, e a importância da consideração deste fenómeno no modelo, com vista a uma representação mais rigorosa do comportamento deste tipo de elementos estruturais.

Para o efeito foram ensaiados e modelados quatro nós viga-pilar representativos das estruturas existentes de betão armado dos anos 70. Os provetes que foram analisados são representativos dos nós interiores existentes em pisos intermédios das estruturas de betão armado. A escala dos provetes foi de 1/1, com secções de dimensões correntes, pretendendo simular os nós viga-pilar de uma estrutura com 3 m de altura piso a piso e vigas com 4 m de vão (ver figura 13 a)). O sistema utilizado para ensaiar os nós viga – pilar foi uma plataforma de ensaio horizontal (ver figura 13 b)), onde a força normal do pilar e a força concentrada foram aplicadas no topo do pilar, através de macacos hidráulicos (na horizontal).

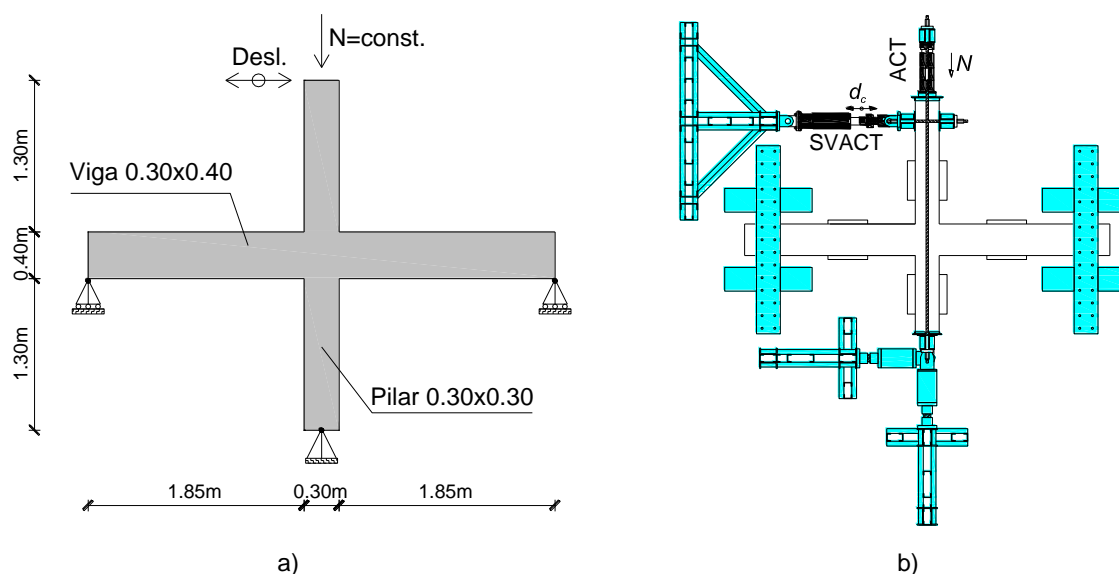


Figura 13 - Plataforma de ensaio horizontal; a) esquema de ensaio [21]; b) esquema de ensaio e dimensões gerais [22].

Com base nos resultados obtidos, o autor concluiu que o fenómeno de escorregamento dos varões de aço em elementos realizados com armadura lisa condiciona a resposta, quando solicitado por ações cíclicas. Além disso, demonstrou que as ferramentas numéricas não lineares, implementadas na modelação do escorregamento, reproduzem bem a resposta cíclica dos elementos de betão armado com armadura lisa.

A investigação realizada por Bing Li e Cao Thanh Ngoc Tran [25] sobre o comportamento da articulação pilar-viga em função do reforço de armadura longitudinal colocada no nó (no pilar e na viga). Para o efeito, foram produzidos quatro provetes (ver figura 14) representativos das articulações internas viga-pilar (nós interiores), construídos com várias camadas de armadura longitudinal no interior do nó.

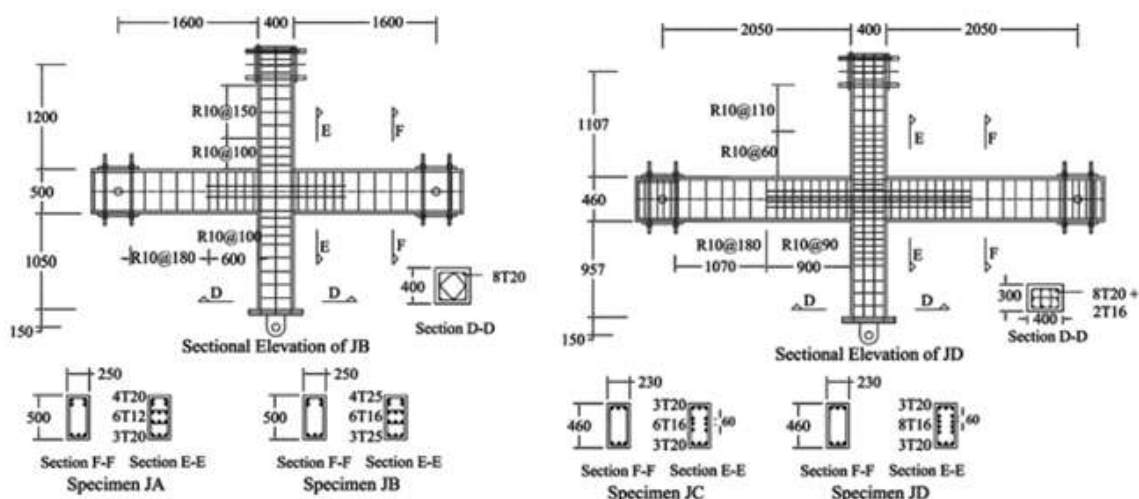


Figura 14 - Disposições das armaduras dos provetes [25].

Cada espécime foi submetido a testes de carga cíclica. Para o ensaio, foi utilizado uma plataforma vertical onde os provetes foram ensaiados na vertical (ver figura 15 a)). Foi aplicada uma carga axial constante no elemento vertical (pilar), durante todos os ciclos de carregamento. As cargas cíclicas foram aplicadas na horizontal e no topo do pilar, com auxílio de um atuador hidráulico.

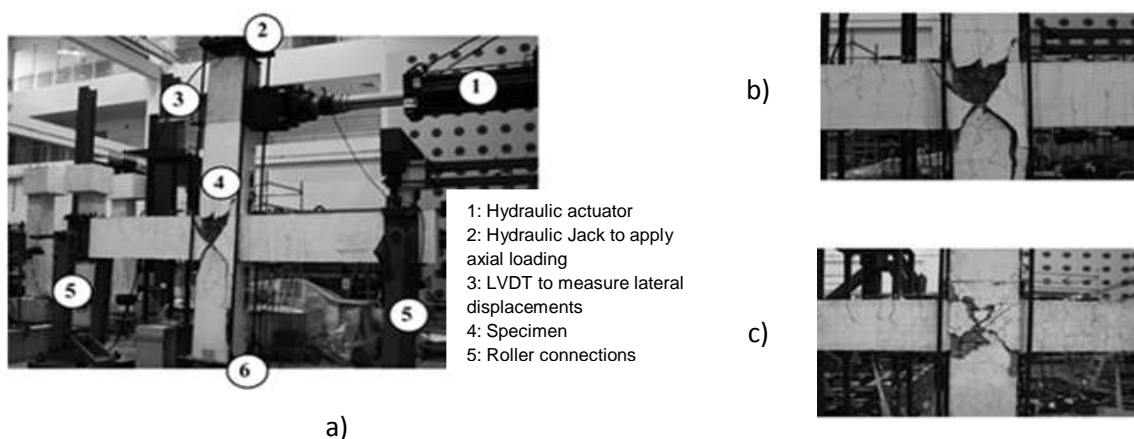


Figura 15 - Plataforma de ensaio vertical [25]: a) configuração geral da estrutura; b) dano no provete JA; c) dano no provete JC.

A comparação entre resultados experimentais e numéricos permitiu concluir que os modelos de elementos finitos utilizados neste estudo foram adequados, e os resultados das investigações correspondentes eram confiáveis. A previsão dos resultados combinou bem com as observações nos ensaios experimentais.

Os espécimes JA e JB (ver figura 14), sem reforços transversais, não apresentaram desempenho satisfatório sísmico, pois obtiveram um *drift* de 3,0% (ver figura 15 b)). Os provetes JC e JD (ver figura 14), com o reforço de armadura longitudinal apresentaram um

melhoramento significativo no comportamento ao sismo, e foram capazes de alcançar um maior *drift* de 4,0% (ver figura 15 c)).

3.2. Parâmetros e variáveis analisadas nos nós

Neste ponto serão expostos os parâmetros que são motivo de análise e pesquisa nos ensaios sobre as articulações entre os pilares e as vigas de betão armado (nós). Será dado maior ênfase às armaduras de aço de superfície lisa.

3.2.1. Aderência aço-betão

Segundo Fernandes [23], a aderência é um parâmetro muito importante para garantir o bom funcionamento do betão armado, nomeadamente a eficiência da ligação aço-betão, de modo a possibilitar uma deformação da armadura igual à das fibras vizinhas do betão.

O autor definiu aderência como sendo o mecanismo de transferência de tensões que existe na interface entre o varão de aço da armadura e o betão que a envolve.

O estudo mais simples para tentar quantificar a aderência, também designada na literatura da especialidade por “tensão de aderência”, é através de ensaios de arrancamento de varões de aço (*pull-out*), ancoradas em blocos de betão. Este tipo de ensaio é muito utilizado para determinar qual a eficiência das ancoragens retas, dos ganchos e das emendas. Outro tipo de ensaio para quantificar a aderência, e para o caso de vigas, é a determinação da aderência na flexão, em função das alterações da força na armadura, devido à variação do momento fletor.

Pinheiro [26] refere que a tensão de aderência está associada a uma combinação de três parcelas relativas: a adesão, o atrito e a aderência mecânica. Essas parcelas surgem devido a diferentes fenómenos que intervêm na ligação dos dois materiais.

A aderência por adesão é responsável pela resistência à separação do aço do betão. Ocorre no intervalo dos dois materiais, durante o processo das ligações físico-químicas, da pega do cimento. Este tipo de ligação é destruído quando ocorrem deslocamentos relativos entre a armadura e o betão. Na figura 16 a) está representada um ensaio para quantificar a adesão.

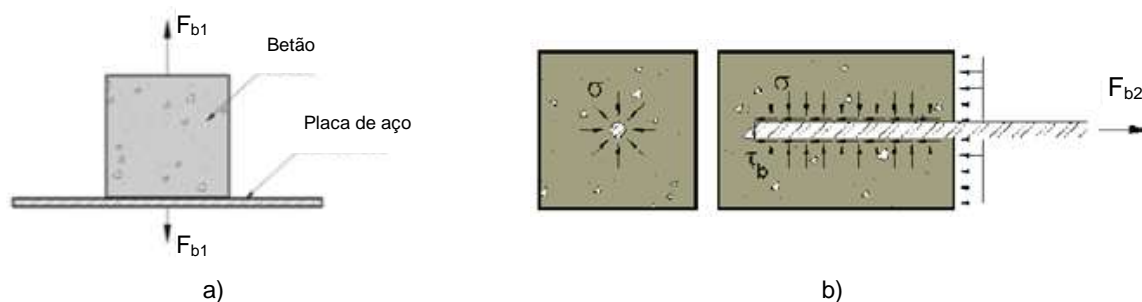


Figura 16 – Esquemas de ensaios [26]: a) adesão; b) mobilização do atrito.

O atrito ocorre quando há tendência ao deslocamento relativo entre os materiais. Depende da rugosidade superficial dos varões de aço e da pressão transversal exercida pelo betão sobre o varão (figura 16 b)).

A aderência mecânica é devida à conformação superficial dos varões, sendo que as barras nervuradas apresentam maior capacidade de aderência mecânica. Mas, segundo Leonhardt, [27] as barras com superfície lisa podem apresentar aderência mecânica, em função da rugosidade superficial, devido à corrosão e ao processo de fabricação, gerando uma irregularidade acentuada junto a superfície (figura 17 a) e b)).

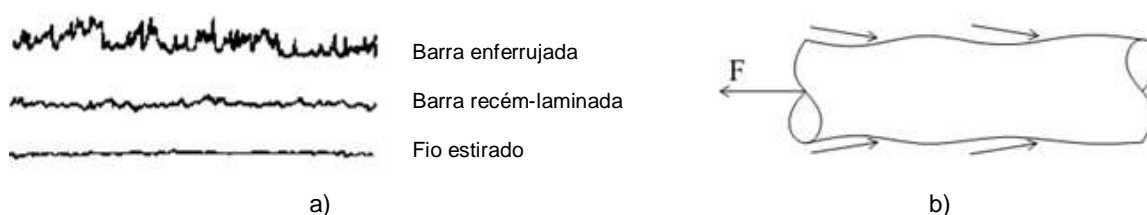


Figura 17 – Aderência aço liso: a) rugosidade superficial [27]; b) mobilização mecânica [28].

Esta divisão, entretanto, é meramente didática, não sendo possível determinar-se cada componente isoladamente, devido à complexidade dos fenômenos envolvidos [29].

3.2.2. Escorregamento

O escorregamento é um parâmetro que está diretamente relacionado com a aderência, não sendo fácil de caracterizar sem falar na aderência.

O surgimento do escorregamento da armadura face ao betão, está relacionado com a perda de aderência. Segundo Pinheiro [24], a adesão (uma das três componentes que compõem a aderência) é desfeita para deslocamentos relativos muito pequenos entre os dois materiais.

Fernandes [23] refere que os valores máximos dos deslizamentos podem ser usados para definir a destruição da aderência, geralmente associados a um certo estado de deformações e fissuração.

3.2.3. Ações

Existem dois tipos de carregamento nas estruturas: o estático, que pode atuar permanentemente na estrutura, e o dinâmico, onde o tempo de atuação na estrutura varia. O carregamento estático, pode ser de longa duração, de curta duração ou monotónico. As ações dinâmicas podem ser de vários tipos, entre as quais estão as ações cíclicas, caracterizadas por uma determinada amplitude do deslocamento ou tensão.

3.2.3.1. Carregamento monotónico

Os carregamentos monotónicos são caracterizados por um incremento de força, ou de deslocamento, sempre crescente e normalmente a velocidade constante, e sem inversão do sentido de carregamento. Este tipo de solicitação não provoca fadiga na aderência entre a armadura de aço e o betão, obtendo-se valores mais elevados para a tensão última da aderência.

Tassios [30] apresenta vários estágios do desenvolvimento de tensões com seus respectivos deslocamentos, para carregamento monotónico (ver figura 18).

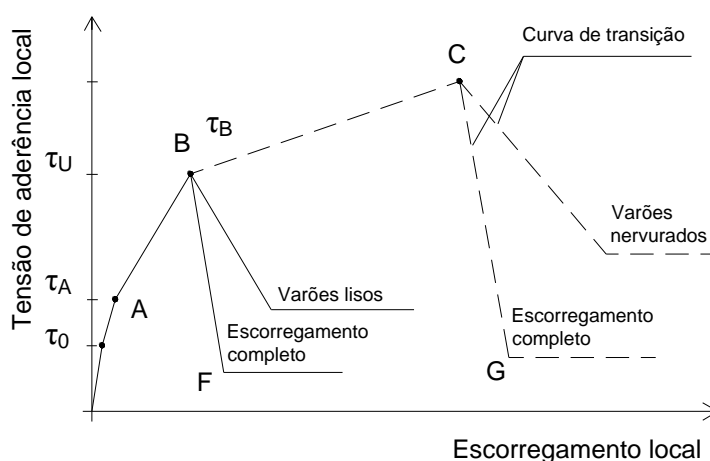


Figura 18 - Curva teórica de aderência-escorregamento [30].

Antes da tensão de aderência química (adesão) ser atingida, surgem deslizamentos significativamente pequenos, da ordem dos micros. Com o aumento da intensidade do carregamento, ocorre a rotura da adesão, caracterizada pelo nível de tensão τ_0 , e a posterior mobilização mecânica entre a pasta de cimento e a rugosidade microscópica da superfície

da armadura, com superfície lisa, bem como da armadura nervurada. Após a tensão τ_A , surgem as primeiras fissuras internas (transversais e diagonais), devido às tensões de tração da força de arrancamento ultrapassarem a resistência à tração do betão. A partir desta fase, a rigidez do betão é reduzida, caracterizada por uma redução do declive da curva tensão de aderência *versus* deslocamento. No tramo ou troço AB, nota-se uma redução parcial da adesão (início do escorregamento) e é mobilizada uma componente de atrito que mantém a aderência. No ponto B existe o arrancamento dos varões lisos, ficando o betão praticamente sem danos.

3.2.3.2. Carregamento cíclico

As ações aplicadas durante os ensaios podem variar em sentido, intensidade e reversibilidade (ações cíclicas).

A literatura da especialidade refere que os carregamentos cíclicos, tanto o repetido como o alternado, provocam danos evidenciados com o surgimento crescente de microfissuração na estrutura. Os principais efeitos associados à aplicação de cargas cíclicas no betão são a perda da rigidez do material e o aparecimento das deformações permanentes, devido à evolução de microfissuras. De um modo geral, o betão, perante solicitações cíclicas, revela um comportamento mais complexo quando comparado com o carregamento monotónico.

As armaduras de aço, quando estão solicitadas por carregamentos cíclicos, demonstram algumas carências ao nível da fadiga. Esta anomalia, que pode levar a estrutura ao colapso, depende de vários fatores, tais como a presença ou não de nervuras, diâmetro das barras, existência de dobras ou desvios nas varas de aço e emendas por sobreposição.

Os elementos estruturais podem estar submetidos a dois tipos de ação cíclica:

- Poucos ciclos (*low-cycle*) com carregamento elevado ao nível do estado limite último (representativo de ações sísmicas ou vento).
- Muitos ciclos (*high-cycle*), sob nível de carregamento de serviço e cuja ação resulta na fadiga da estrutura (representativo das ações dos veículos sobre pontes ou máquinas em edifícios).

De acordo com o tipo de tensão aplicada, o carregamento cíclico pode ser repetido ou unidirecional (caso típico de carregamento de fadiga), ou alternado (característico de sismos).

Gerson Alva [19] refere, na etapa experimental da sua pesquisa, que o aumento do número de solicitações cíclicas, para uma mesma amplitude da força, produz um aumento das deformações nos estribos (maior participação da armadura transversal) e um acréscimo dos deslocamentos globais na ligação, contribuindo para a deterioração mecânica do betão.

Segundo Oliveira Filho [28], o comportamento do betão sob a influência de ações cíclicas repetidas pode ser comparado ao comportamento do betão sob ações de longa duração. O efeito repetido das cargas produz um acréscimo da deformação, que por sua vez gera um agravamento das flechas de elementos fletidos, sendo este fenómeno semelhante ao que se desencadeia quando existem cargas permanentes (“fluência”) e comparando o efeito das cargas repetidas como uma “fluência cíclica”.

Popov [31] refere que os nós sujeitos a carregamentos cíclicos, apresentam maiores problemas ao nível da aderência, devido à alternância dos esforços solicitados que provocam a perda de aderência inicial e aumenta gradualmente em função dos ciclos aplicados.

3.2.4. Esforço normal no pilar

Nas articulações entre o pilar e a viga (nós), o elemento vertical (pilar) é responsável pela transmissão de esforços axiais para as fundações. A intensidade destes esforços, como todos nós sabemos, depende de diversos aspetos, como o tipo de solicitação gravítica aplicada nos pavimentos, da cobertura, da configuração estrutural e do próprio peso dos materiais utilizados. É normal que os nós estejam sujeitos a diversos esforços de confinamento por parte do pilar, no entanto, surge a dúvida se os esforços axiais são ou não benéficos na resistência do nó.

Em relação a esta questão surgem algumas divergências por parte de alguns investigadores que analisaram este parâmetro (esforço normal).

Parker e Paulay [32] afirmaram que a força normal influencia o comportamento dos nós do pórtico, mudando apenas o modo de rotura da ligação.

Hwang e Lee [33] consideraram que a força axial no pilar, para o caso de armadura nervurada, tem efeitos benéficos na resistência ao corte, pois aumenta as dimensões da biela. Contudo, forças axiais aceleram a degradação.

Bakir e Boduroglu [34] realizaram uma análise paramétrica com dados experimentais de diversos autores, e concluíram que a força normal não tem influência na resistência última dos nós de pórticos.

Hegger, conjuntamente com outros investigadores [35], e com base em ensaios experimentais, observou que para tensões axiais no pilar superiores a 40% da resistência do betão, a capacidade do nó começa a reduzir.

3.2.5. Ancoragem

Todas as varas de aço que compõem as armaduras devem ser ancoradas de modo a que os esforços sejam integralmente transmitidos do aço para o betão, por meio da aderência, ou dispositivos mecânicos, ou mesmo pela combinação de ambos.

Na ancoragem por aderência, os esforços são ancorados por meio de um comprimento reto ou com grande raio de curvatura, seguido ou não de gancho.

Em termos de comportamento, a ancoragem dos varões de aço comprimidos e dos tracionados é diferente. Pelo facto dos varões estarem comprimidos na região da ancoragem, origina com que o betão apresente menores danos do que se estivesse tracionado, por esse motivo, os comprimentos de ancoragem podem ser menores.

As ancoragens dos varões nos nós externos são extremamente complexas, devido ao facto dos varões estarem sobre tração e numa zona onde se localiza uma significativa concentração de tensões de tração, fazendo com que haja uma deficiente aderência entre os materiais. Também nestas zonas existe uma elevada concentração de armadura o que complica ainda mais o fenómeno da aderência.

Vários investigadores [36] analisaram o comportamento das dobras a 90° em nós externos por meio de ensaios em vários modelos. As dobras a 90° resistem às forças de arrancamento e evitam grandes rotações. O aumento da força de arrancamento faz com que os modelos expandam, pois a dobra induz altas tensões de compressão e devido ao efeito de *poisson*, resultando em deformações laterais. Além disso, os mesmos autores observaram que a resistência ao arrancamento cresce com o aumento do diâmetro do varão, mas, mesmo assim, é menor que o correspondente da força de cedência do aço.

3.2.6. Ciclo de histerese

A histerese é caracterizada pelo laço resultante da não coincidência das curvas definidas nas etapas de descarregamento e recarregamento no diagrama tensão-deformação do betão.

Quando um provete de betão é submetido a um processo controlado de carregamento cíclico, por compressão ou tração uniaxial, o diagrama tensão-deformação apresenta ciclos de histerese como pode ser observado nas figuras 19 a) e b).

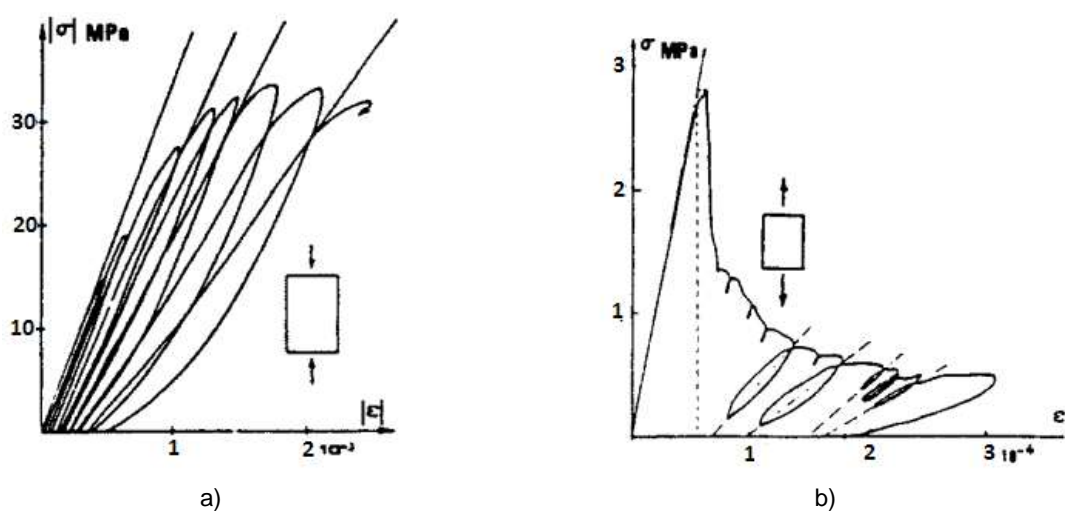


Figura 19 - Observação experimental dos laços de histerese em espécimes de betão [37]: a) em compressão, b) em tração.

A ductilidade e a capacidade de dissipação da energia histerética é considerada de forma implícita e aproximada, através de diferentes formas de transformação do espectro, que tem em conta estas duas características do comportamento da estrutura. Sabendo o valor da energia histerética dissipada, pode-se estimar o aumento do coeficiente de amortecimento, considerado normalmente num comportamento elástico linear (define-se assim um coeficiente de amortecimento equivalente).

Para o caso de análise não linear, torna-se necessário considerar a dissipação de energia dos possíveis ciclos de histerese. No caso geral, o amortecimento efetivo é definido como sendo a soma de duas parcelas (1):

- Uma parcela que depende das características do material e é independente da ação, denominado amortecimento viscoso inicial (ξ_E) e que tem o valor de 5% para estruturas de betão-armado;
- Outra parcela, também do tipo viscoso, que é equivalente em termos energéticos ao amortecimento histerético (ξ_H).

$$\xi_{ef} = \xi_E + \xi_H \quad (1)$$

O valor do amortecimento histerético depende da amplitude da resposta e é proporcional à área englobada pelo ciclo de histerese correspondente aos picos de deslocamento $\pm dp$, onde dp é o valor do deslocamento para o qual se calcula o amortecimento. Segundo Chopra [38], o valor do termo ξ_H é dado pela expressão:

$$\xi_H = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{So}} \quad (2)$$

E_D - Energia dissipada por um ciclo completo de histerese correspondente aos deslocamentos $\pm dp$, área a cinzento na figura 20 a);

E_{So} - Energia dissipada por um oscilador, caso a resposta se desse exclusivamente em regime linear e sob carregamento monotónico (área do triângulo azul da figura 20 a)).

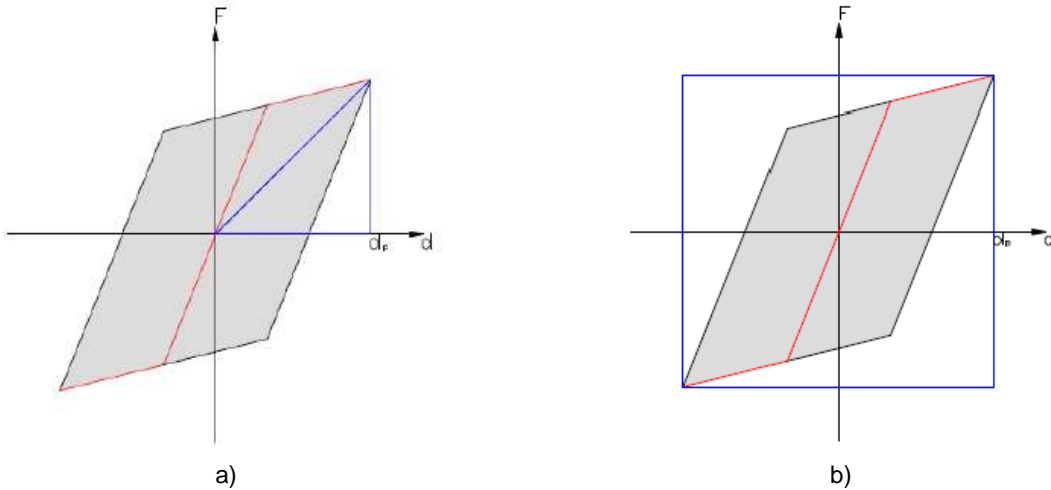


Figura 20 - Ciclos de histerese [38].

Por razões práticas, para o cálculo de ξ_H utiliza-se uma expressão (3) equivalente a expressão referida em (2) mas em função de um retângulo envolvente da figura 20 b).

$$A_{\text{retângulo}} = 8 \times E_{So} \Rightarrow \xi_H = \frac{2}{\pi} \times \frac{E_D}{A_{\text{rectângulo}}} \quad (3)$$

3.2.7. Tipo de rotura do nó

Segundo Barbosa e Almeida [39], existem basicamente, cinco possibilidades de rotura do nó sob carregamento:

- Rotura por tensão diagonal de tração – ocorre quando as tensões de tração oriundas do momento fletor não foram absorvidas pelas armaduras;

- Rotura por tensões de tração normais às armaduras principais – ocorre no betão pela tensão de fendilhação, por causa da mudança de direção das varas da armadura principal tracionada;
- Rotura por cedência das armaduras principais – deve-se à cedência da armadura dentro da ligação, esta rotura causa grandes deformações no nó;
- Rotura por ancoragem insuficiente – perante carregamentos cíclicos, aumenta o risco de ocorrer;
- Rotura por esmagamento do betão nas zonas comprimidas – acontece quando o betão dentro do nó possui uma resistência à compressão menor que a resistência dos elementos estruturais que se intersectam no nó.

4. CONCEÇÃO E EXECUÇÃO DOS PROVETES

No presente capítulo são expostas as considerações adotadas na conceção e execução dos provetes em estudo. Os elementos de betão armado em estudo fazem parte de uma campanha de ensaios mais vasta, a realizar-se no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, no âmbito do desenvolvimento da tese de Doutoramento do Mestre José Melo. Foram construídos seis provetes em betão armado representativos das ligações viga-pilar interiores de estruturas existentes. Estes tipos de ligações são designados por nós interiores planos.

De um modo geral, são indicados os fatores considerados na determinação das características geométricas, detalhes de ancoragem e quantidade de aço adotados para cada um dos provetes. Para além disso, são abordadas as propriedades mecânicas dos materiais que compõem os provetes, nomeadamente a classe de betão e o tipo de aço, bem como todo o processo envolvido no fabrico dos respetivos provetes.

4.1. Características geométricas

Os provetes elaborados têm em consideração as características do betão e pormenorização das armaduras nas estruturas construídas até à década de 70 do século passado e são representativos de nós viga-pilar interiores planos de edifícios com quatro pisos destinados a habitação. Os nós analisados suportam três pisos, como indicado na figura 21. Em relação às dimensões dos elementos estruturais (pilares e vigas), são equivalentes às dos edifícios correntes, pilares com 3 metros de comprimento entre pisos e vigas com 4 metros de vão.

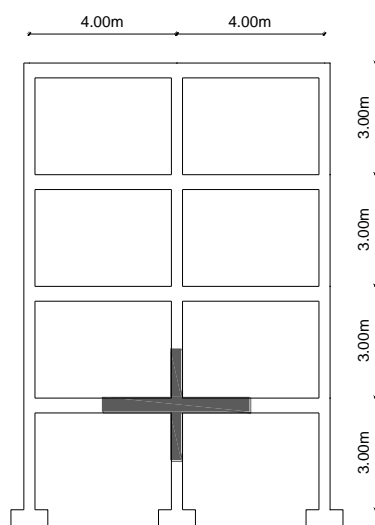


Figura 21 - Localização dos nós analisados no pórtico.

O comprimento total dos pilares do nó é de 2,83m e das vigas é de 4,5m. O comprimento do pilar superior é 1,7m e do inferior é 1,18 metros. Em relação às vigas, estas têm 2,25m de comprimento (ver figura 22 a)). Todos os provetes possuem a mesma geometria, as secções transversais dos pilares e das vigas são 30 x 30cm² e 30x 50cm², respetivamente (ver figura 22 b)).

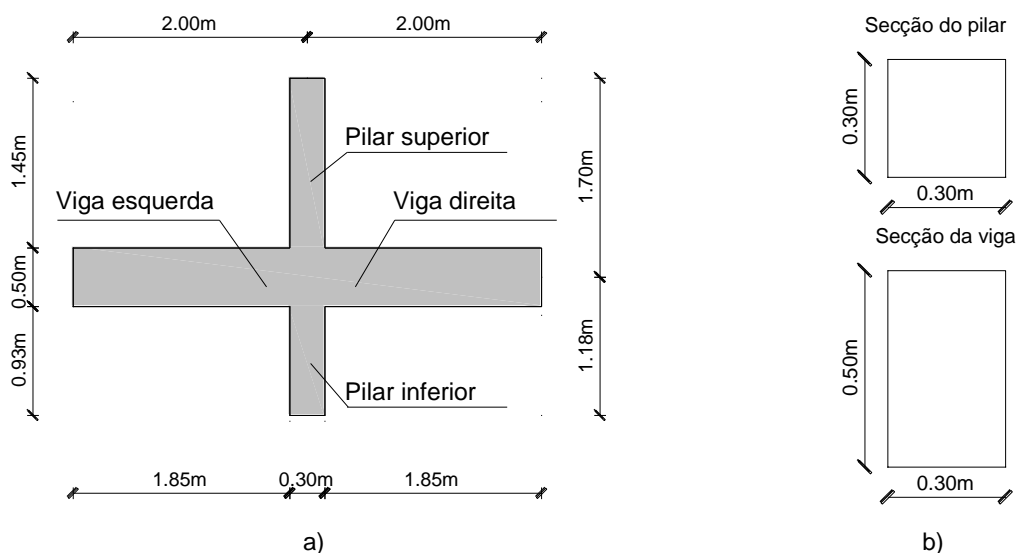


Figura 22 - Dimensões do nó: a) provete; b) secções transversais.

4.2. Propriedades dos materiais

4.2.1. Betão

Para o betão ter propriedades mecânicas similares ao utilizado até aos anos de 70, foi adoptado o betão com classe de resistência C16/20, segundo o Eurocódigo 2 [5], o equivalente ao B20 segundo o REBAP [4]. O betão de classe C16/20 é caracterizado por ser um betão estrutural com fraca capacidade resistente, tal como o betão estrutural utilizado na época em estudo. O betão C16/20 possui uma resistência média de $f_{cm} = 24$ MPa aos 28 dias, segundo o Eurocódigo 2 [5].

A maior divergência na conceção do betão, recai na forma dos agregados de maior tamanho (britas). No passado, era prática frequente o uso de agregados rolados, em vez dos agregados britados.

A composição do betão é apresentada na tabela 3 e foi elaborada pela empresa responsável pelo fabrico do betão, de forma a obter-se a resistência mecânica pretendida.

Tabela 3- Quantidades de materiais utilizados no fabrico do betão

Constituintes	Quantidade por m ³ de betão
Cimento 32.5 N	240 Kg
Areia fina	260 Kg
Areia lavada	600 Kg
Brita 1	460Kg
Brita 2	700Kg
Água	108 Kg

O ligante utilizado no fabrico do betão, foi o cimento Portland de calcário do tipo CEM II/B-L 32,5 N, fornecido pelo grupo CNE (Cimentos Nacionais e Estrangeiros, S. A.).

Para cada tipo dos agregados utilizados (areia fina, areia lavada, Brita 1 e Brita 2) realizou-se a análise granulométrica (ver figura-23 a) a d)). Das respetivas análises, obteve-se o módulo de finura e a máxima e mínima dimensão das partículas. Além disso, foi determinada a massa volúmica, para cada tipo de agregado (ver tabela-2).

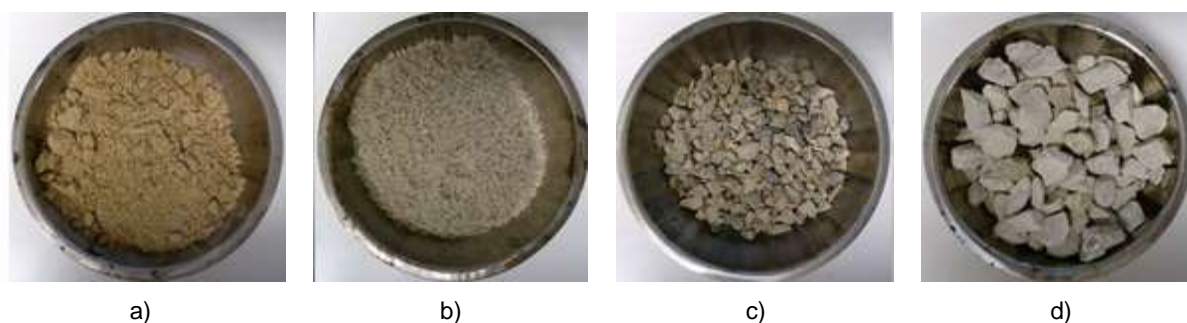


Figura 23 - Agregados: a) Areia fina; b) Areia lavada; c) Brita 1; d) Brita 2.

Os parâmetros expostos na tabela 4 foram determinados de acordo com a norma NP EN 933-1 [40] (análise granulométrica) e NP EN 1097-6 (determinação da massa volúmica e da absorção de água) [41].

Tabela 4 - Características dos agregados

Agregados	Módulo de finura	Máxima dimensão	Mínima dimensão	Massa volúmica
	M.F.	D (mm)	d (mm)	ρ_{rd} (g/cm ³)
Areia fina	2,1	8	0,062	2,62
Areia lavada	3,19	4	0,125	2,59
Brita 1	6,72	16	4	2,61
Brita 2	7,49	31,5	8	2,63

Para estimar as propriedades mecânicas do betão à compressão ao longo do período de cura, foram realizados ensaios de compressão a três provetes cilíndricos, com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, e com tempo de cura de 7, 14 e 28 dias. Os resultados dos ensaios realizados à compressão encontram-se na tabela 5.

Tabela 5 - Tensão resistente de compressão dos corpos de prova

Designação	Dias de cura	Dimensões (cm ²)	Peso (kg)	Tensão (f_c) (Mpa)
Provete 1	7	30 X 15	12,489	14,2
Provete 2	14	31 X 15	12,487	17,6
Provete 3	28	32 X 15	12,459	19,5

4.2.2. Aço

A maioria dos varões de aço utilizados até à década de 70 na construção de edifícios eram de um aço macio designado por A235 NL (liso) com resistência baixa. Para a conceção das armaduras, foi adotado um aço com a mesma designação dos aços utilizados na década 70 (A235 NL), mas com propriedades mecânicas diferentes. O aço A235 NL produzido atualmente apresenta maior resistência e menor ductilidade, a tensão de rotura à tração (f_{tk}) e a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% (f_{sk}) são superiores. Esta diferença de resistência poderá advir da quantidade de teor em carbono que cada um dos aços possui. É normal que os aços dos anos 70 tivessem menos teor em carbono devido ao custo envolvido em todo o processo de fabrico do aço.

Para o efeito, foram realizados ensaios de tração simples, segundo a norma EN ISO 6892-1 [42]. Realizaram-se três ensaios a varões de diâmetro 8 mm (ver figura 24 a) e três ensaios a varões com diâmetro 12 mm (ver figura 24 b)). Os diâmetros em causa são referentes à armadura transversal (cintas e estribos) e à armadura longitudinal (pilares e vigas), respetivamente.

Realça-se que no presente ponto também são apresentados seis ensaios de tração ao aço nervurado A400NR SD, com diâmetros de 8 e 12mm (ver figura 25 a) e b)).

Relativamente aos resultados dos ensaios, observou-se que o aço A235 NL apresenta uma capacidade resistente muito superior à da classe A235, como se pode verificar nos figura 24 a) e b). Para os diâmetros 8 mm e 12 mm a tensão rotura (f_{um}) é aproximadamente 495 MPa e 440 MPa, e a tensão cedência (f_{ym}) 410 Mpa e 330 MPa respectivamente, valores muito

superiores aos característicos $f_{uk} = 360$ MPa e $f_{yk} = 235$ MPa do aço utilizado nos anos 70 [3].

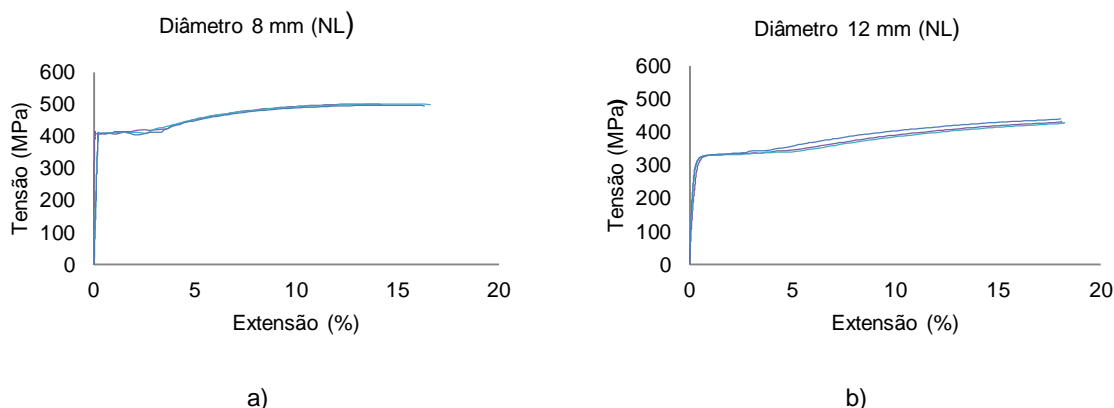


Figura 24 - Ensaio de tração ao aço A235 NL (liso): a) diâmetro 8 mm; b) diâmetro 12 mm.

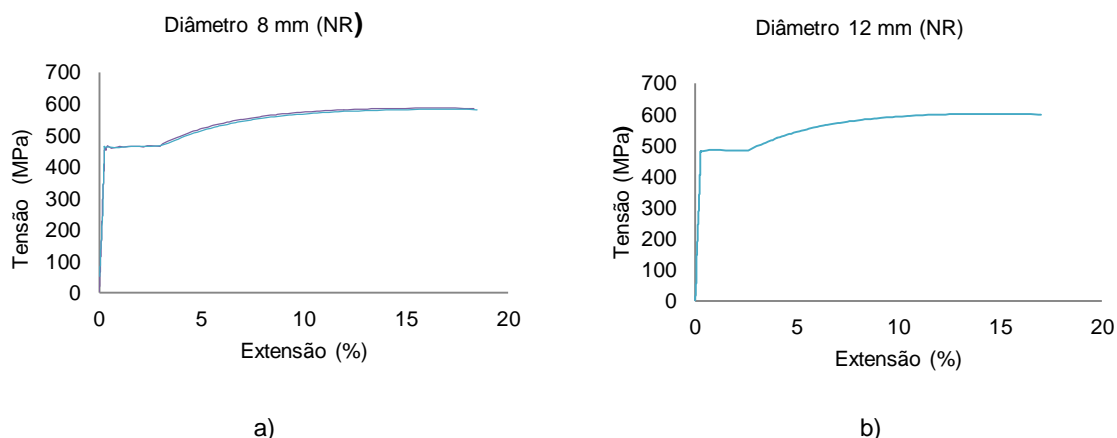


Figura 25 - Ensaio de tração ao aço A235 NR (nervurado): a) diâmetro 8 mm; b) diâmetro 12 mm.

O aço A400 NR SD, também apresenta maior capacidade resistente (ver figura 25 a) e b)), a tensão de cedência (f_{ym}) nos ensaios aproxima-se dos 470 Mpa e a tensão última (f_{um}) dos 600 Mpa. Valores superiores, aos especificados para a tensão de cedência (f_{yk}) 400 Mpa e para a tensão última (f_{uk}) 480 Mpa [4].

4.3. Disposições das armaduras

Foram concebidas cinco configurações distintas para a disposição das armaduras nos provetes, de modo a recriar a pormenorização das armaduras utilizadas nessas épocas. As disposições das armaduras foram baseadas nas restrições ou recomendações impostas pelo REBA [3] e na legislação anterior, nomeadamente o RBA [43].

Todos os seis provetes possuem a mesma quantidade de armadura longitudinal e transversal. Os pilares foram projetados com seis varões com 12 mm de diâmetro,

repartidos por duas faces opostas, e cintas com 8 mm de diâmetro espaçadas 0,2 m. As vigas foram concebidas com oito varões com 12 mm de diâmetro, quatro na fase superior e quatro na fase inferior, a armadura transversal foi composta por estribos com 8 mm de diâmetro e espaçados 0,2 m.

As diferenças nos provetes elaborados, são a localização das emendas dos varões de aço. Segundo o REBA [3] devem possuir um comprimento de amarração, L_b (ver figura 26 a)), capaz de garantir a continuidade dos esforços entre os varões emendados, para o efeito foi utilizado um comprimento de amarração (L_b) de $30\varnothing$. As extremidades dos varões devem terminar em forma de gancho com um diâmetro do mandril específico, D_r (ver figura 26 b)). Para o caso foi imposto um diâmetro de $4\varnothing$ e, além disso, a extremidade do gancho deve ser prolongada de um comprimento L_h (ver figura 26 c)), com cerca de $4\varnothing$.

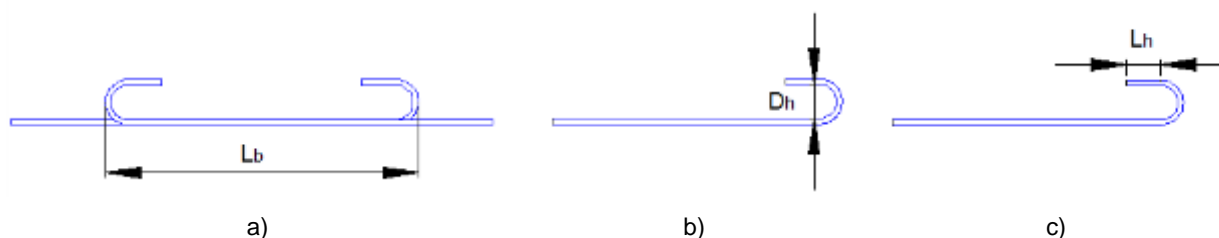


Figura 26 - Pormenorização de ancoragem: a) comprimento de amarração, L_b ; b) diâmetro do mandril, D_h ; c) comprimento da extremidade do gancho, L_h .

Em relação ao tipo de armadura, um dos provetes é composto por armadura nervurada (A400NR SD) e os restantes por armadura lisa (A235 NL).

A tabela 6 especifica as respetivas dimensões utilizadas nas emendas dos varões, nomeadamente, em relação ao comprimento de amarração L_b , o diâmetro do mandril D_r , e o comprimento da extremidade do gancho L_h .

Tabela 6 - comprimentos de amarração

Aço	Diâmetro (mm)	L_b (mm)	D_h (mm)	L_h (mm)
		$30\varnothing$	$4\varnothing$	$4\varnothing$
A235NL	8	240	32	32
	12	360	48	48
A400NR SD	8	240	32	32
	12	360	48	48

Os provetes foram identificados com as iniciais IP e ID, o I refere-se ao tipo de nó (interior), o P e o D ao tipo de superfície da armadura. O P para armadura lisa (*plain*) e o D armadura

nervurada (*deformed*). Para diferenciar os cinco modelos com armadura lisa uns dos outros, foi acrescentado à sigla IP as letras A, B, D e E. Como existem dois provetes rigorosamente iguais, adotou-se uma identificação tipo IPA-1 e IPA-2.

4.3.1. Provete IPA

O provete denominado por IPA-1 é o provete padrão (ver figura 27 a) e b)), sendo a armadura longitudinal contínua ao longo dos elementos. O provete IPA-2 é geometricamente igual ao IPA-1, no entanto, difere no pré-carregamento que foi submetido nas extremidades das vigas antes do ensaio cíclico.

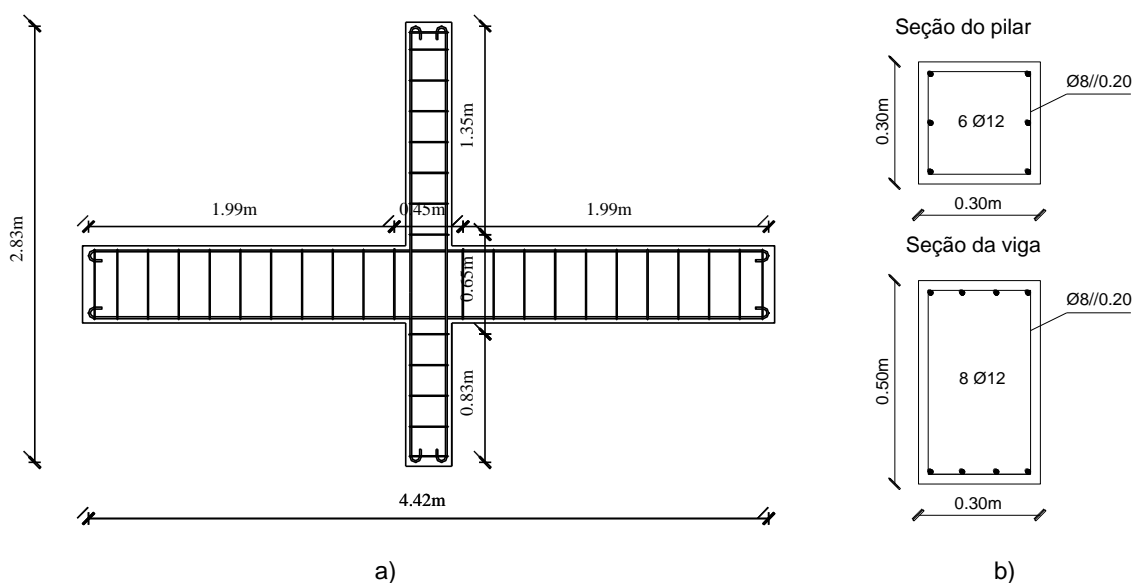


Figura 27 – Armadura do provete IPA; a) em planta; b) em corte.

4.3.2. Provete IPB

O provete designado por IPB (ver figura 28 a) e b)) foi concebido com uma emenda dos varões longitudinais na base do pilar superior. Este tipo de emendas é muito frequente nas construções, essencialmente nos edifícios com mais do que um piso, onde a continuidade nos elementos verticais (pilares), entre os diversos pisos, é garantida pelas armaduras de espera ou empalmes. Segundo a tradição construtiva as emendas são efetuadas a partir da interface pilar viga, em vez de ser no meio do pilar onde os esforços de flexão são normalmente reduzidos.

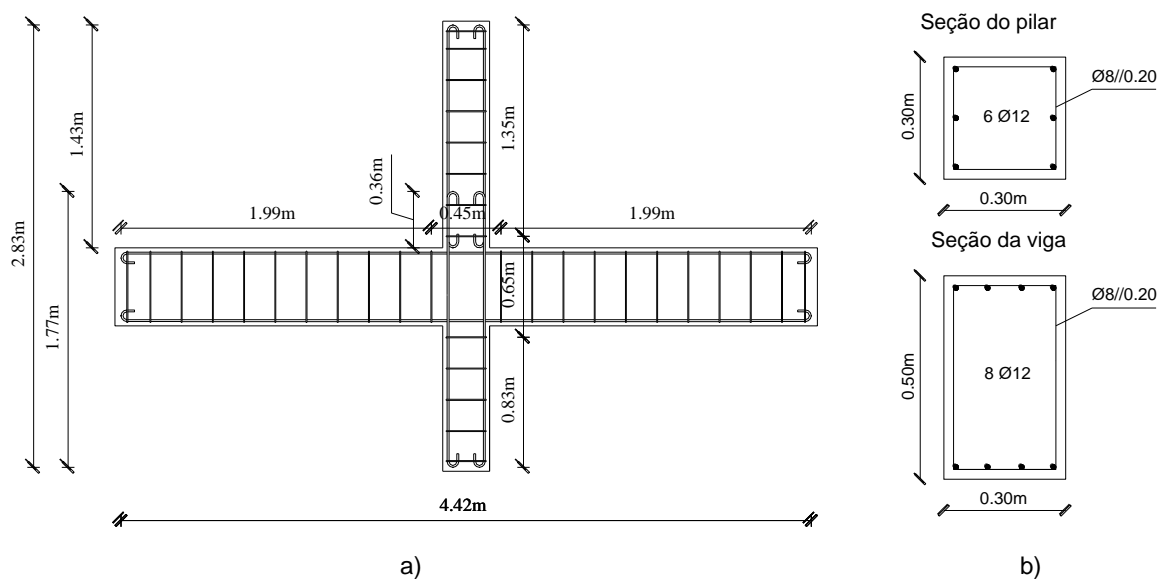


Figura 28 - Armadura do provete IPB; a) em planta; b) em corte..

4.3.3. Provete IPD

O provete IPD possui emendas dos varões longitudinais do pilar e das vigas (ver figura 29 a) e b)). Este provete é representativo de algumas situações em obra, onde é impossível realizar as emendas em simultâneo na viga e pilar fora do nó. Devido à sua complexidade, não é fácil garantir uma boa ancoragem, o que torna estas regiões críticas aquando de solicitações cíclicas.

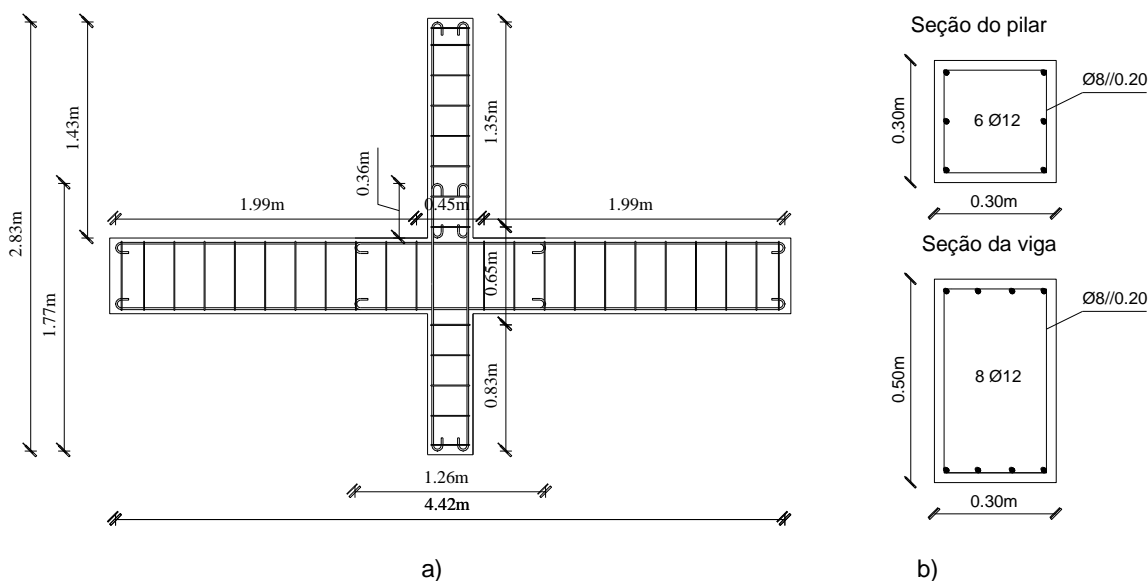


Figura 29 - Armadura do provete IPD; a) em planta; b) em corte.

4.3.4. Provete IPE

O provete assinalado de IPE (ver figura 30 a) e b)) apresenta armadura longitudinal contínua nos elementos (pilares e vigas), mas possui a particularidade de dois varões longitudinais colocados para resistir aos momentos positivos a meio vão, levantarem 45° (graus) para resistir aos momentos negativos nas extremidades das vigas. Além disso, essa mudança de direção dos varões longitudinais, proporciona um melhor funcionamento da viga, às solicitações por esforço transversal (para ações verticais), reduzindo a quantidade de aço e o custo final da viga. Como é visível no corte transversal da viga na figura 30 b), só existem seis varões longitudinais em vez dos oito varões presentes nos restantes provetes.

Os dois varões longitudinais referidos atrás, que se caracterizam por possuírem uma dobra a 45 graus e trespassarem todo o núcleo central da viga, são referentes aos varões interiores em cada uma das fases. Salienta-se ainda que os varões das extremidades (os varões colocados nos cantos dos estribos) não mudam de direção, mantêm a sua posição geométrica ao longo de todo o desenvolvimento das vigas.

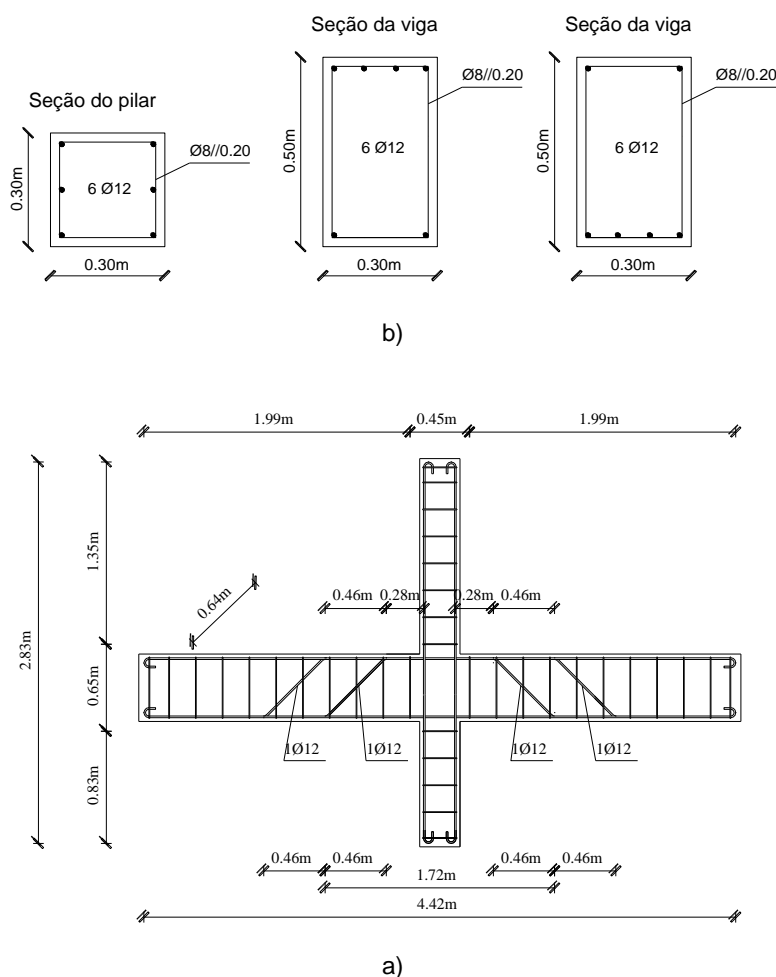


Figura 30 - Armadura do provete IPE; a) em planta; b) em corte.

4.3.5. Provete ID

Por fim o provete com a sigla ID (ver figura 31 a) e b)) é composto por armadura corrida ao longo dos elementos e não possui emendas. Tem a particularidade de a armadura longitudinal e transversal ser nervurada (A400NR SD).

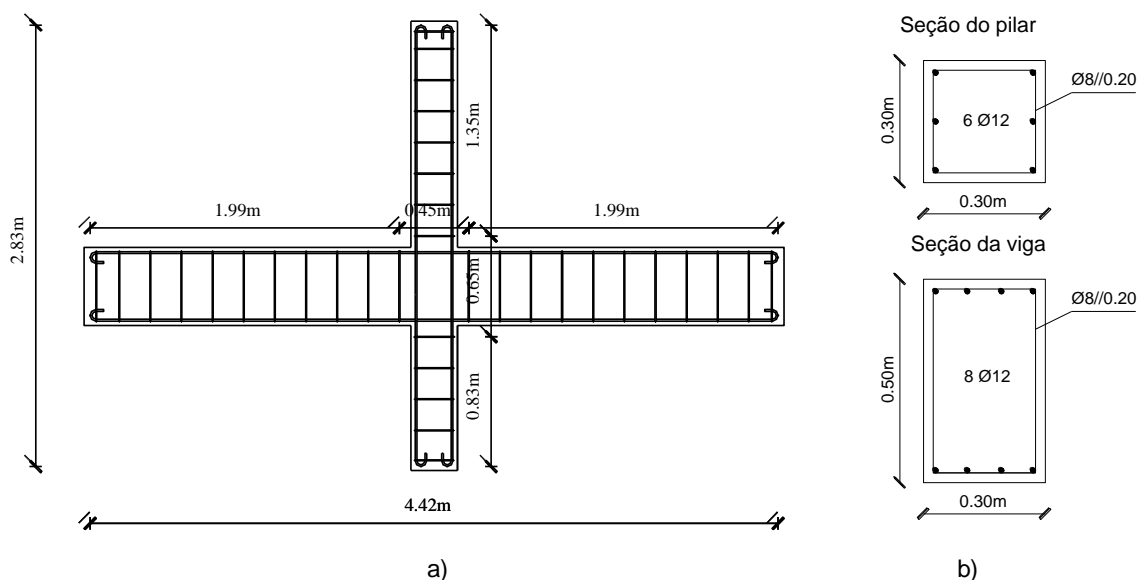


Figura 31 - Armadura do provete ID; a) em planta; b) em corte.

4.4. Fabrico das armaduras

A fabricação dos modelos passou por duas fases com relativa importância no resultado final. Uma das fases refere-se ao corte, dobragem e montagem das armaduras, o que, de um modo geral, necessita de tempo e dedicação para se obterem as disposições das armaduras definidas na concepção dos provetes. A outra fase destinou-se à execução da cofragem e fabrico do betão, que ficou a cargo da empresa privada PAVICENTRO, especializada na concepção e elaboração de elementos pré-fabricados em betão armado e pré-esforçado.

Para a produção das armaduras dos provetes foram realizadas 78 cintas para os pilares (ver figura 32 a)) com 1,10 m de perímetro, 132 estribos para as vigas (ver figura 32 b)) com 1,86 m de perímetro, 36 varões com aproximadamente 2,8 m (sem contar com as emendas) de comprimento para os pilares e 46 varões com aproximadamente 4,4 m de comprimento para as vigas. Todos os varões longitudinais terminaram em gancho (ver figura 32 d)). Ainda acerca da armadura longitudinal e, em particular, para a armadura do provete IPE, destacam-se na figura 32 c) os varões que possuem dobras a 45 graus (cavalos).



a)



b)



c)



d)

Figura 32 - Armaduras de aço: a) cintas; b) estribos; c) cavalos; d) gancho de ancoragem.

A montagem das armaduras foi realizada com as tradicionais amarrações com arame queimado (ver figura 33 b)). Esta etapa (montagem das armaduras) é importante para a definição do comportamento global do provete, pois qualquer adulteração do número de varões longitudinais e transversais, bem como a sua disposição e localização, provocará alterações no desempenho global.

As imagens que se seguem (figura 33 b) a d)) realçam alguns pormenores da montagem e amarração das armaduras, utilizadas em todos os provetes. A figura 33 a) apresenta o aspeto final da armadura do provete.



a)



Figura 33 - Pormenores gerais da montagem e amarração da armadura: a) vista geral; b) nó; c) amarração; d) extremidade da viga.

4.5. Cofragem

Os provetes foram betonados na horizontal em cima de uma mesa de betonagem e a cofragem utilizada foi do tipo metálico. Para garantir o recobrimento de 2 cm das armaduras foram colocados espaçadores de PVC entre as armaduras e o molde (ver figura 34 a) a d)).



a)



b)



c)



d)

Figura 34 - Detalhes da cofragem dos provetes: a) vista geral; b) nó; c) ancoragem; d) espaçadores.

4.6. Betonagem

Como já foi referido, o betão foi produzido pela empresa PAVICENTRO, numa central de betão fixa de eixo vertical, com dispositivos de passadeiras e balanças que garantem as quantidades corretas dos materiais que compõem a mistura do betão.

A etapa da colocação do betão no molde foi realizada gradualmente para garantir uma boa compactação (ver figura 35 a) a d)) e, em simultâneo, foi utilizado um vibrador de agulha para realizar a vibração mecânica. Terminado o enchimento e compactação, foi efetuado um acabamento superficial para se obter uma superfície plana e lisa (ver figura 35 e)).



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 35 - Betonagem dos provetes: a) provete vibrado; b) colocação do betão; c) vibração do provete; d) amostras cilíndricas; e) acabamento final da superfície do provete; e) acabamento final.

Para cada um dos provetes, foram retiradas nove amostras cilíndricas de betão, para caracterizar as propriedades mecânicas do betão à tração e compressão.

4.7. Propriedades mecânicas dos provetes

No presente ponto, expõe-se na tabela 7 o resumo das propriedades mecânicas dos materiais que constituem cada um dos provetes. Os valores médios para a tensão de compressão (f_{cm}) e tração (f_{tcm}) do betão foram obtidos a partir de corpos de prova (cilíndricos) com mais de 28 dias de cura.

Tabela 7 - Resumo das propriedades mecânicas dos provetes

Provete	Betão		Aço					
			Ø 8 mm		Ø 12 mm			
	f_{cm}	f_{tcm}	f_{yk}	f_{uk}	E_{ym}	f_{yk}	f_{uk}	E_{ym}
IPA-1	19,5	2,3						
IPA-2	30,9	3,2						
IPB	24,5	3,4	410	495	198	330	440	199
IPD	18,5	2,3						
IPE	21,2	2,5						
ID	20,8	2,4	470	605	198	480	610	199

Na tabela 7 verifica-se que o provete IPA-2 apresenta uma resistência superior aos restantes provetes, equivalente ao betão C25/30 [5]. Tal facto deve-se a erros na medição dos componentes da mistura de betão, devido a uma falha mecânica na central de betão no dia da betonagem do respetivo provete.

5. ESQUEMA DE ENSAIO

O presente capítulo é referente à plataforma de ensaios horizontal utilizada para testar os provetes de betão armado. Assim, é realizada uma descrição geral do funcionamento da plataforma e caracteriza-se cada um dos elementos que a constituem, nomeadamente, elementos de reação, sistema de aplicação de cargas e instrumentação.

5.1. Funcionamento da plataforma de ensaio

O ensaio consiste em aplicar uma lei de deslocamentos (ver figura 37) no topo do pilar superior do provete, para determinar o comportamento da ligação viga-pilar (nó), quando solicitado por cargas cíclicas. Para o efeito, a plataforma de ensaio dispõe de três apoios: um apoio duplo na base do pilar e um apoio simples, em cada uma das extremidades das vigas, com o objetivo de simular as restrições a que os elementos (que compõem o nó) estão sujeitos “*in situ*”. Os apoios das vigas são simples, para permitir a movimentação do nó segundo o eixo longitudinal das vigas, e o apoio duplo na base do pilar inferior, para simular o esforço axial e de corte a que os pilares estão sujeitos a meio do piso, permitindo a rotação (ver figura 36).

No topo do pilar superior, é aplicada uma força concentrada, segundo o eixo do pilar, para simular o esforço axial a que um pilar está sujeito. Nos ensaios realizados, adotou-se um valor reduzido de esforço axial de $U = 24\%$, equivalente a 460 kN.

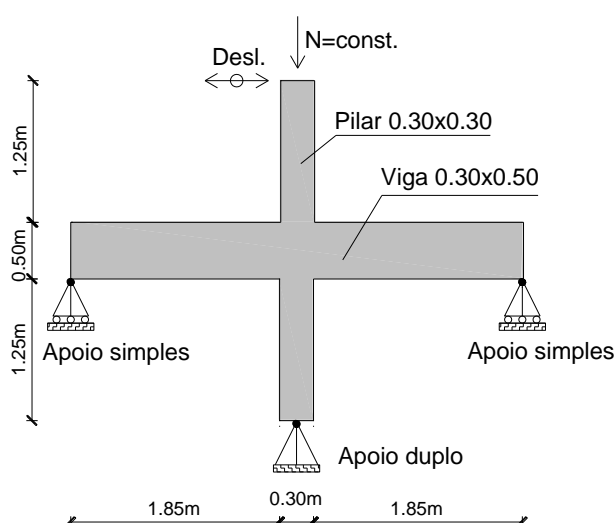


Figura 36 - Esquema de ensaio.

Relativamente à lei de deslocamentos, foi aplicada a seguinte lei (ver figura 37), que faz variar no tempo o deslocamento imposto na extremidade do pilar superior.

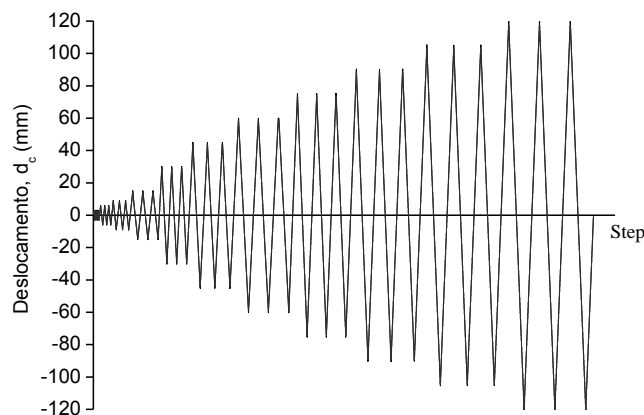
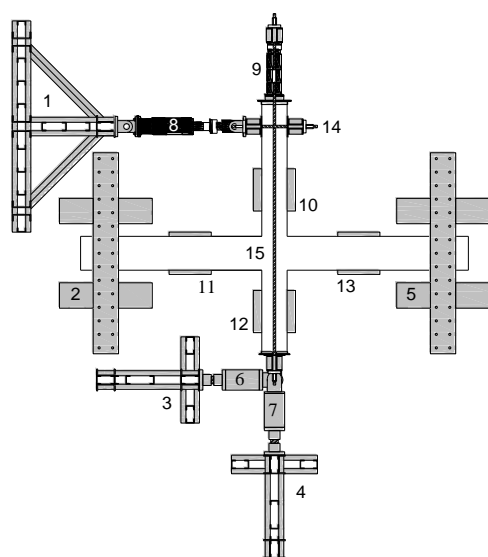


Figura 37 - Lei de deslocamentos utilizada nos ensaios.

5.2. Descrição da plataforma de ensaio

De um modo geral, a estrutura de ensaio é composta por um conjunto de elementos metálicos perfilados com elevada rigidez, por atuadores hidráulicos, slides, e outras peças destinadas a eliminar atritos e folgas (ver figura 38 a) e b)).



a)



b)

Figura 38 - Plataforma de ensaio: a) em planta; b) imagem em perspectiva.

- 1- Estrutura metálica de reação ao servo – atuador;
- 2 e 5- Estrutura metálica de reação para a viga (slides);
- 3 e 4- Estrutura metálica de reação para base do pilar (apoio duplo);
- 6 e 7 - Peça metálica de ajuste;
- 8- Servo-atuador;

- 9- Atuador;
- 10 a 13 - Bases para os apoios esféricos do provete (com esfera);
- 14- Apoio do atuador no pilar;
- 15- Provete;

Realça-se, que ao longo da descrição e caracterização dos elementos que compõem a plataforma de ensaio, foi atribuído, a cada uma das figuras expostas para retratar o elemento a descrever, um número que identifica o elemento no esquema da figura 38 a).

A estrutura metálica de reação divide-se essencialmente em cinco peças, duas para garantir o apoio duplo na base do pilar inferior do provete (ver figura 39 a)), uma para proporcionar o apoio ou reação ao servo-atuador responsável pela aplicação da lei de deslocamentos a aplicar no provete (ver figura 39 b)), as restantes duas peças, garantem os apoios dos slides na extremidade das vigas (ver figura 39 c)).

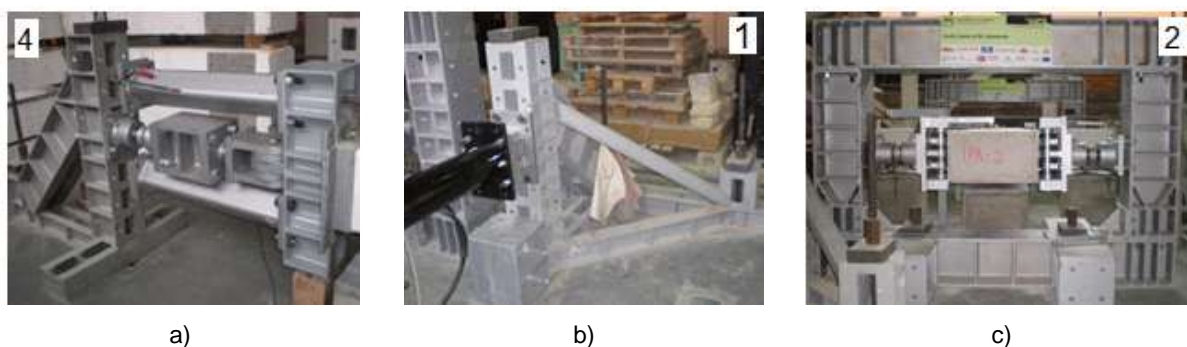


Figura 39 - Elementos metálicos de reação: a) apoio duplo; b) atuador; c) viga/slides.

Toda a estrutura metálica foi devidamente ligada à laje de reação através de *dywidags* pré-esforçados. A elevada tensão provoca uma força de atrito entre as peças metálicas e a superfície da laje, impedindo a movimentação.

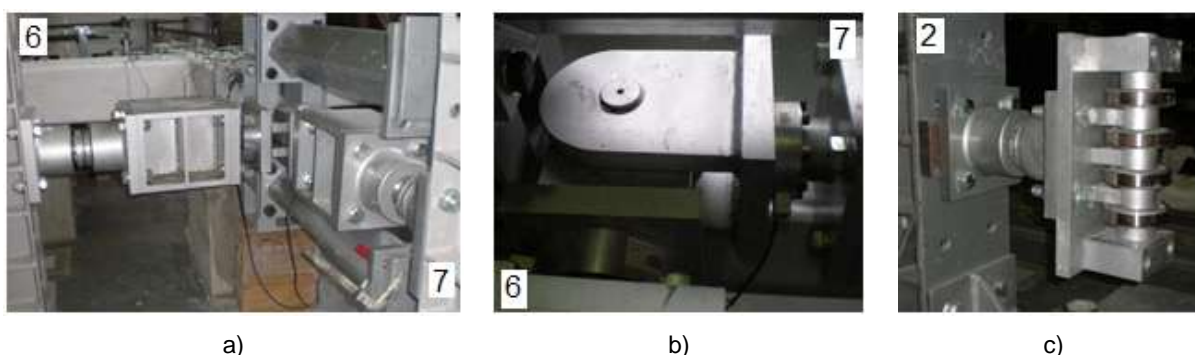


Figura 40 - Ligações do provete à estrutura de reação: a) ajustadores; b) rótula; c) slide.

A ligação do provete à estrutura de reação é efetuada em três pontos, nomeadamente, na base do pilar inferior simulando um apoio duplo (restrição dos movimentos nas duas direções do plano horizontal (ver figura 40 a)), e nas extremidades das vigas com apoios simples (ver figura 40 c)). A simulação do apoio duplo é realizada à custa de duas peças metálicas ajustáveis que garantem a rotação dos provetes no plano horizontal (ver figura 40

b)). Os apoios simples são garantidos por slides ajustáveis que estão fixados na estrutura de reação (ver figura 40 c)).

Para suportar o provete no plano horizontal durante a aplicação das leis de deslocamento no topo do pilar, foi necessário introduzir dispositivos mecânicos à base de esferas (ver figura 41 a) e c)), para o provete se movimentar sem que haja grande atrito em cima dos quatro blocos de apoio (ver figura 41 b)).

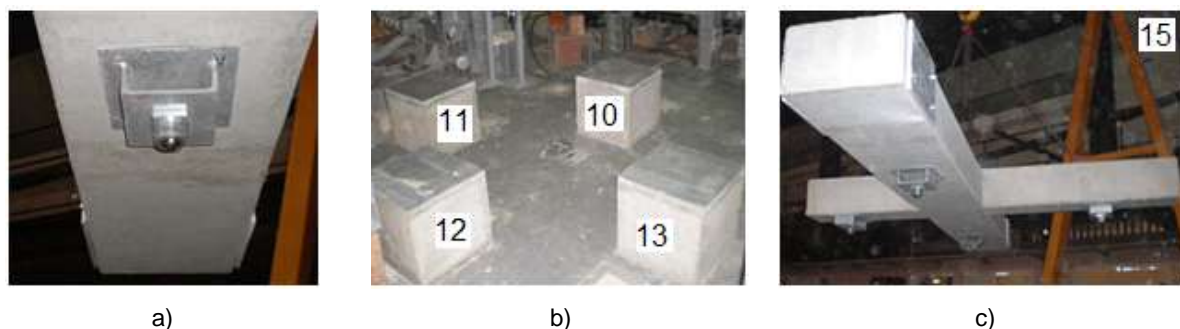


Figura 41 - Ligações dos apoios com esferas: a) esfera; b) blocos de nivelamento; c) provete.

Nos ensaios, a solicitação lateral é efetuada por um servo-atuador com capacidade de 200 kN e um curso de 400 mm. Para não existirem restrições na movimentação do provete, o servo-atuador possui duas rótulas nas extremidades (ver figura 42 a) a c)).

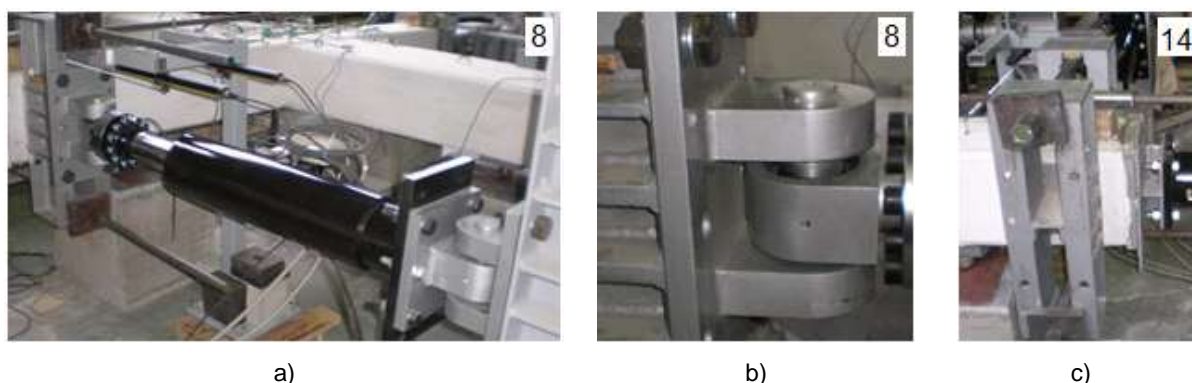


Figura 42 - Ligação do servo-atuador: a) servo-atuador; b) rótula de extremidade; c) ligação ao pilar.

Com o objetivo de simular o carregamento a que normalmente os pilares estão sujeitos, foi incorporado no topo do pilar superior um atuador hidráulico com 500 kN de capacidade (ver figura 43 a)), interligado à base do pilar inferior por *dywidags* (ver figura 43 c)). Este dispositivo auto-equilibrado garante o esforço axial constante nos pilares durante o ensaio (ver figura 43 b)).

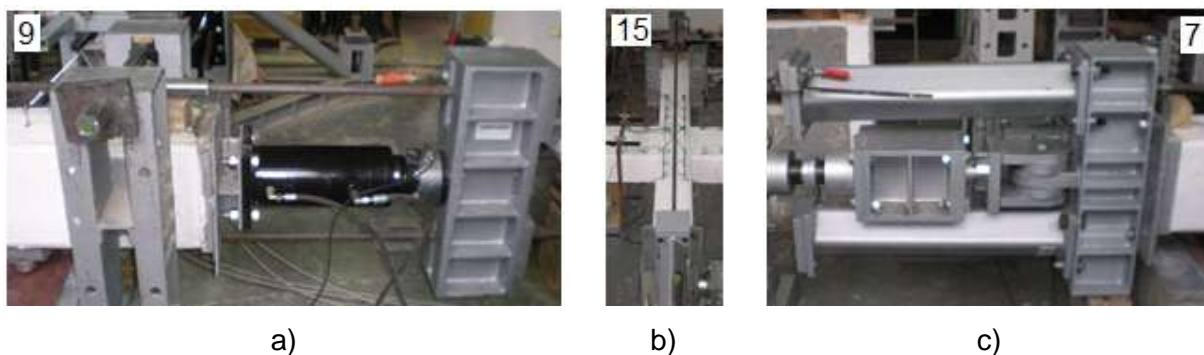


Figura 43 - Sistema utilizado para aplicar esforço axial nos pilares: a) ligação dos *dywidags* ao atuador; b) *dywidags*; c) ligação dos *dywidags* a base do pilar inferior.

Na plataforma de ensaio, foram colocadas quatro células de força para monitorizar as reações. Estas localizam-se nos atuadores e no apoio duplo (ver figura 44 a) a c)).

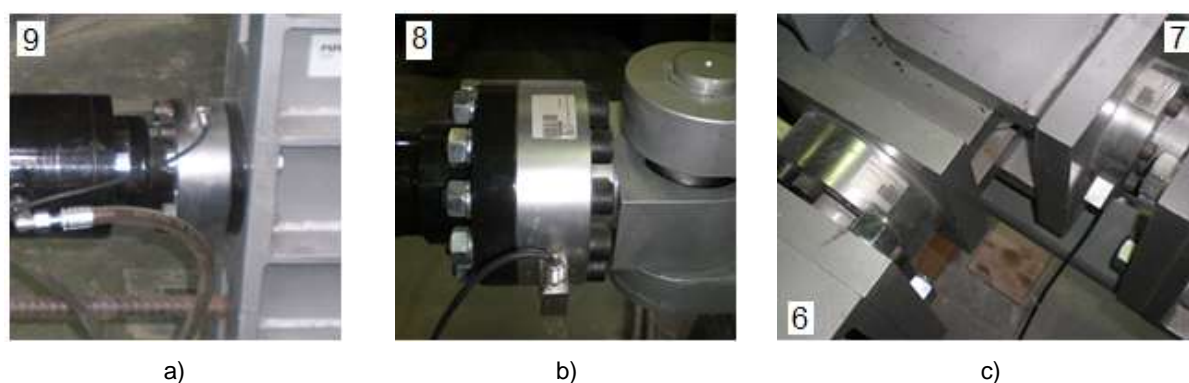


Figura 44 - Células de força: a) atuador; b) servo-atuador; c) apoio duplo.

Antes do provete (ver figura 45 c)) ser colocado na plataforma de ensaio, é necessário fixar, com buchas mecânicas, as chapas metálicas nas extremidades das vigas para proporcionar o apoio aos slides (ver figura 45 b)), e os dispositivos metálicos com esferas de suporte do provete. No topo do pilar superior e na base do pilar inferior é também necessária a colocação de duas peças metálicas para permitir a ligação do provete ao apoio duplo e ao atuador que impõe o esforço axial no pilar (ver figura 45 a)).

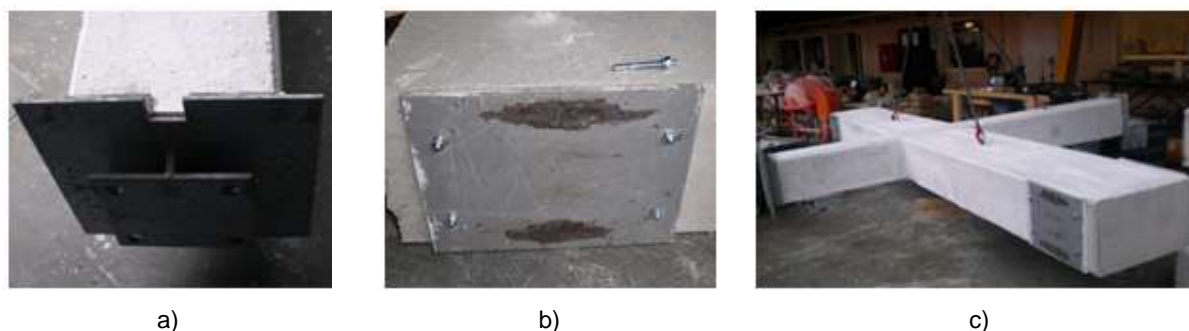


Figura 45 - Preparação do provete: a) topo do pilar; b) extremidades das vigas, c) provete.

5.3. Instrumentação dos provetes

Em cada um dos provetes foi colocado uma quantidade significativa de sensores para efetuar o registo dos movimentos dos elementos, durante a execução do ensaio. Para o efeito, foram utilizados três tipos de transdutores de deslocamento: os potenciômetros (da GEFRAN) com um curso de 25 mm e 50 mm; os LVDT (da APPLIED MEASUREMENTS LTD) com um curso de 25 mm e 250 mm; e transdutores lineares (da TURCK) com 400 mm de curso (ver figura 46).



Figura 46 - Sensores utilizados.

Na imagem que se segue (ver figura 47), está esquematizada a disposição de todos os sensores utilizados.

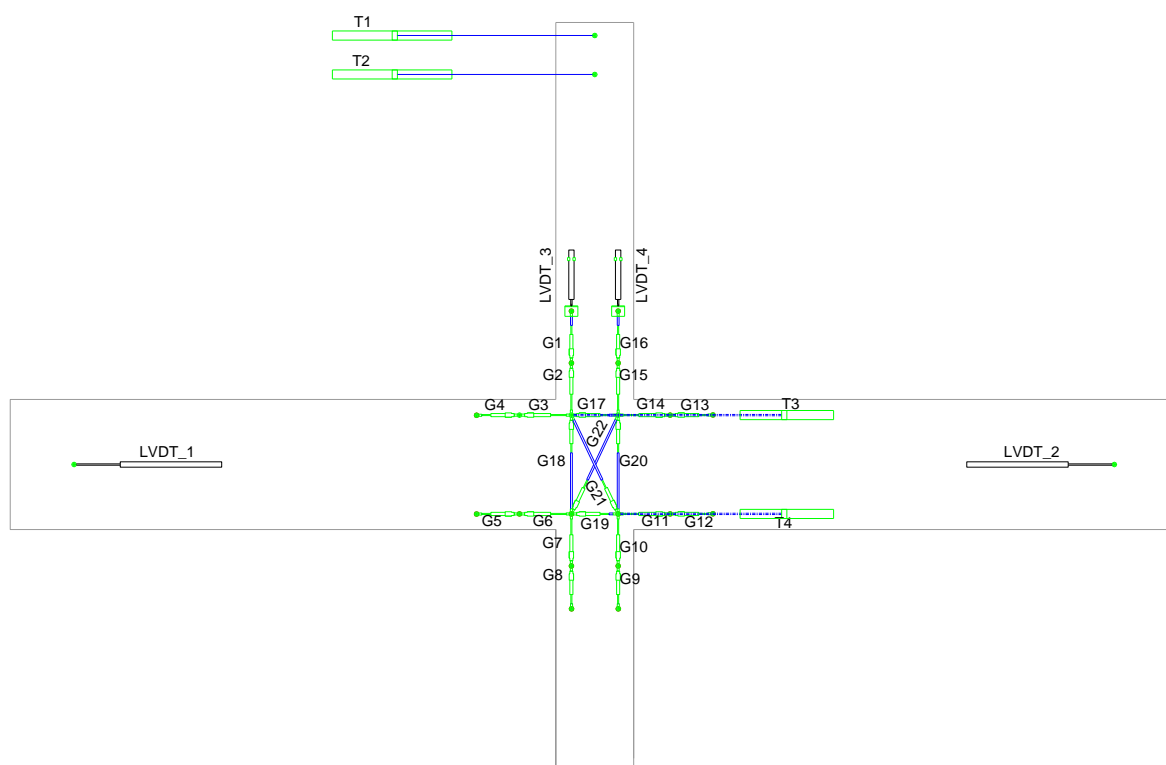


Figura 47 - Esquema da disposição dos sensores.

Os sensores G1 a G22 e LVDT 3 e 4, tiveram a função de monitorizar os deslocamentos relativos ocorridos entre várias secções nos elementos.

Os transdutores lineares T1 a T4 foram empregues para determinar os deslocamentos absolutos. Os T1 e T2 permitem controlar o deslocamento imposto na extremidade do pilar superior e determinar a rotação absoluta. O transdutor T3 e T4 permitem estimar a rotação absoluta do nó.

Por fim, os LVDT 1 e 2 foram utilizados para determinar os deslocamentos absolutos na extremidade das vigas.

A figura 48 esquematiza os vários níveis de sensores nos quatro elementos que compõem o provete (pilares e vigas), com as respetivas dimensões (em mm) entre pontos de medição para cada um dos sensores. Em todos os provetes, o pilar superior possui três níveis de sensores, o pilar inferior e as vigas dois níveis.

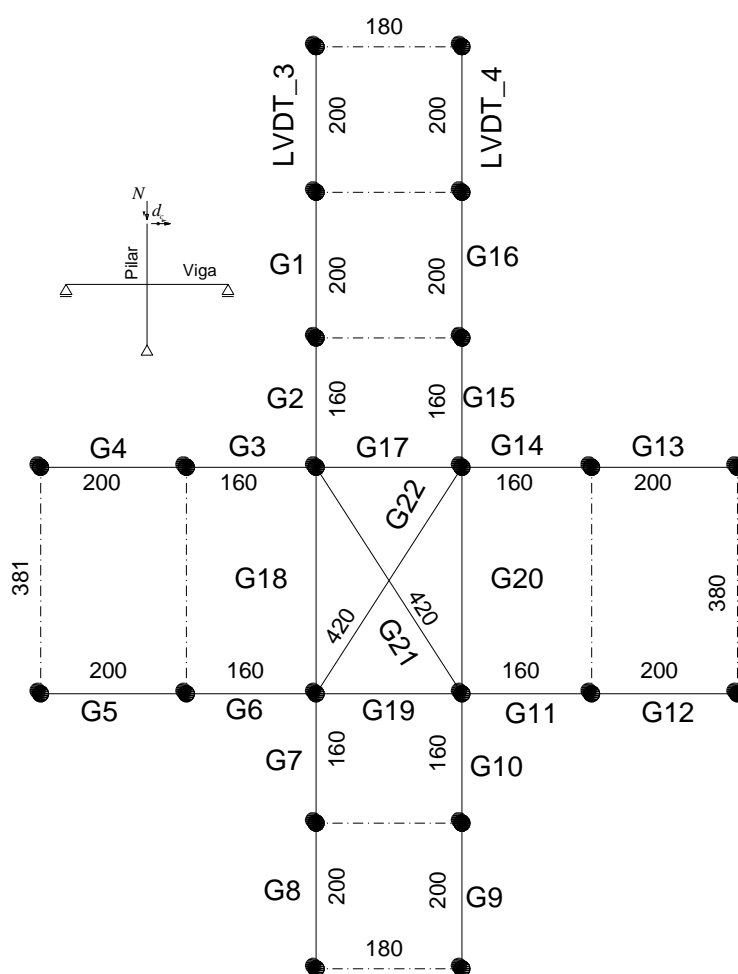


Figura 48 – Distâncias entre sensores (em mm).

As tabelas 8 e 9 especificam a quantidade de material utilizado na motorização dos provetes em termos de deslocamentos e de forças.

Tabela 8 - Sensores utilizados

Designação	Curso total	Quantidade
GEFRAN (c=165mm)	25 mm	14 uni.
GEFRAN (c=200mm)	50 mm	8 uni.
AML/EU (c=215mm)	25 mm	2 uni.
AML/EU	250 mm	2uni.
TURCK	400 mm	4 uni.
Total		30 uni.

Tabela 9 - Células de cargas utilizadas

Designação	Capacidade	Quantidade
Célula de carga C100	100 kN	1 uni.
Célula de carga C200	200 kN	1 uni.
Célula de carga C300	300 kN	1 uni.
Célula de carga C500	500 kN	1 uni.
Total		4 uni.

5.4. Pré-carregamentos

No provete designado por IPA-2, foram aplicadas nas extremidades das vigas cargas concentradas para provocar esforços de flexão nas interfaces viga-nó (ver figura 48 a) e b)). As cargas aplicadas foram estimadas a partir dos esforços de flexão (negativos) gerados em vigas com 4 m de vão, submetidas a carregamentos equivalentes à área de influência de laje de 10 m² e solicitações verticais normais num edifício habitacional.

As pré-cargas foram aplicadas com hidráulicos manuais, impondo nas extremidades das vigas cargas concentradas. Com o sistema de ajuste dos slides, conseguiu-se retirar os hidráulicos manuais e manter as deformadas nas vigas, garantindo os momentos nas interfaces viga-nó (ver figura 49 a) e b)).



a)



b)

Figura 49 - Aplicação da pré-carga: a) viga esquerda; b) viga direita.

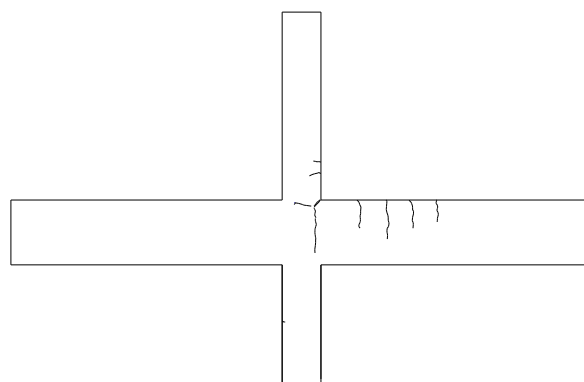
Salienta-se que os restantes provetes não foram submetidos a pré-cargas nas vigas. O provete designado por ID foi submetido a um carregamento não previsto e está especificado no parágrafo seguinte.

O provete com armadura nervurada (ID) foi submetido a um carregamento contínuo no topo do pilar superior, introduzindo algum dano nos pilares e nas vigas, nomeadamente fissuras superficiais devido às tensões elevadas de tração no betão (ver figura 50 a) e b)).

O carregamento aplicado não estava previsto, e foi devido a um erro informático no controlador do cursor do hidráulico.



a)



b)

Figura 50 - Dano inicial no provete ID: a) localizado; b) geral.

6. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

No presente capítulo, são apresentados os resultados experimentais obtidos para os nós interiores planos. Para caracterizar o comportamento dos provetes, apresentam-se: as relações força-deslocamento e os respetivos níveis de *drift*, as envolventes da relação força-deslocamento, onde são assinalados os pontos correspondentes aos danos visualmente observados; a evolução da energia dissipada ao longo do ensaio, com indicação do nível de *drift* imposto; a capacidade de amortecimento equivalente em função da ductilidade em deslocamento; a descrição da evolução do dano visualmente observado e por fim, os comprimentos das rótulas plásticas formadas na interface entre os elementos e o nó. A apresentação dos resultados é realizada individualmente para cada um dos provetes.

6.1. Considerações gerais

Neste ponto expõem-se os conceitos considerados em cada um dos parâmetros utilizados na caracterização individual dos provetes.

6.1.1. Relação força-deslocamento

Os gráficos força-deslocamento correspondem às relações entre a força que é necessária impor no topo do pilar para seguir a lei de deslocamentos pretendida. Como os provetes são submetidos a um processo controlado de carregamento cíclico, o diagrama de força-deslocamento apresenta ciclos de histerese, que se caracteriza pela não coincidência das curvas (força-deslocamento) definidas nas etapas de descarregamento e recarregamento. Para cada um dos provetes, salienta-se a força máxima atingida durante o ensaio e a força obtida no último ciclo da lei de deslocamentos aplicada. Para ambos os casos, refere-se o respetivo deslocamento em que ocorrem.

As envolventes força-deslocamento caracterizam-se por unir com segmentos de reta todos os pontos máximos no sentido positivo e os mínimos no sentido negativo dos ciclos histeréticos. Cada segmento de reta entre dois pontos caracteriza a evolução da rigidez secante dos provetes durante o ensaio. Para facilitar a compreensão da variação da rigidez, identificam-se nas envolventes, seis etapas da evolução do dano:

- A - Início da fissuração nas vigas;
- B - Início da fissuração dos pilares;
- C - Deslocamento de cedência;

- D - Início da fissuração por corte no interior do nó;
- E - Destacamento do betão;
- F - Força última (degradação da resistência em 20% da força máxima atingida).

Para cada uma das etapas de dano destaca-se a força e o deslocamento a que ocorrem, além disso, é quantificada a rigidez inicial e a pós pico.

O deslocamento de cedência é determinado pelo ajuste da curva bi-linear à envolvente força-deslocamento. É um processo iterativo, que envolve duas condições: por um lado, a área abaixo da curva da envolvente deverá ser igual à área abaixo da reta bi-linear (ver figura 51 a)), por outro lado, as áreas acima e abaixo da bi-linear deverão ser aproximadamente iguais (ver figura 52 b)).

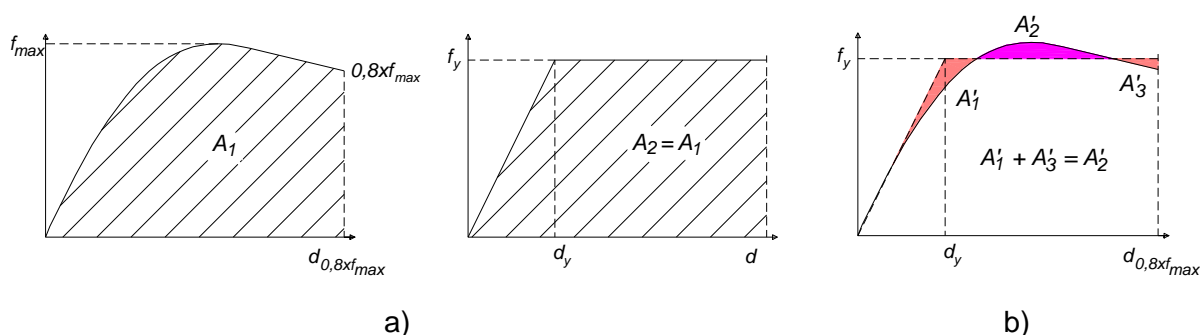


Figura 51 - Cálculo do deslocamento de cedência: a) primeira condição b) segunda condição.

6.1.2. Energia dissipada

A energia dissipada determinada nesta dissertação não contempla a energia potencial elástica, apenas tem em conta a energia dissipada internamente pelos elementos. O cálculo da energia dissipada corresponde à integração da relação força-*drift*, para o efeito, aplica-se a regra dos trapézios para estimar a soma acumulativa da área abaixo da curva para cada *step*. A energia dissipada total é então obtida pela fórmula (4).

$$E_i = E_{(i-1)} + \left(f_{(i-1)} + f_i \right) \times \left(d_i - d_{(i-1)} \right) / 2 \quad (4)$$

Para subtrair a energia potencial elástica da energia total dissipada, aplica-se uma rotina em MATLAB que extrai os mínimos da função, que correspondem à energia potencial plástica, ou seja, a energia que é realmente dissipada no interior dos elementos.

6.1.3. Amortecimento equivalente

Tratando-se de ensaios cíclicos e o facto de as respostas dos provetes serem assimétricas, adotou-se a formulação apresentada em Varum (2003) [9] para calcular o amortecimento equivalente dos provetes.

Como já foi referido anteriormente no capítulo 3, o amortecimento equivalente (ξ_{eq}) é composto por duas parcelas (1): uma, referente ao amortecimento viscoso (ξ_E), e a outra, ao amortecimento histerético (ξ_H) [44].

$$\xi_{ef} = \xi_E + \xi_H \quad (1)$$

Na presente dissertação, a parcela de amortecimento elástico (viscoso) não é considerada no cálculo do amortecimento equivalente, pois os ensaios realizados não são dinâmicos. Assim, o amortecimento equivalente é igual ao amortecimento histerético.

O amortecimento histerético é obtido pela expressão (5), que determina o amortecimento para metade de cada círculo histerético completo [9].

$$\xi_H = \frac{1}{\pi} \times \frac{A_{half-loop}}{F_{max} \times D_{max}} \quad (5)$$

Relativamente à ductilidade, é obtida pelo rácio entre o máximo deslocamento de cada ciclo histerético (Δ_d) e o deslocamento correspondente à cedência (Δ_y) (6).

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (6)$$

Os resultados da relação amortecimento equivalente-ductilidade são apresentados apenas até à força última.

6.1.4. Danos observados

Relativamente ao dano observado, descreve-se sucintamente, para cada um dos provetes, a evolução do dano até atingir-se a rotura do provete. Para o caso, expõe-se uma fotografia do dano na zona da rotura e um esquema do dano geral do provete. Em anexo expõe-se, para cada um dos provetes, a evolução do dano ao longo do ensaio.

6.1.5. Comprimento de rótula plástica

Os comprimentos das rótulas plásticas formadas nas vigas e pilares dos provetes foram obtidos por medição direta da região com dano visualmente observável. Para cada um dos provetes, apresentam-se os valores obtidos para o comprimento da rótula plástica (L_p) e a relação entre este comprimento e a altura (h) da respetiva secção (L_p/h).

6.2. Provede IPA-1

6.2.1. Relação força-deslocamento

Na figura 52 a), a força resistente máxima observada é aproximadamente 54 kN nos dois sentidos do deslocamento imposto, e surge para um deslocamento $\Delta \pm 45$ mm, o equivalente a um *drift* de 1,5%. No último ciclo ($\Delta \pm 120$ mm) a força registada é 32 kN nos dois sentidos, cerca de 59% da força máxima.

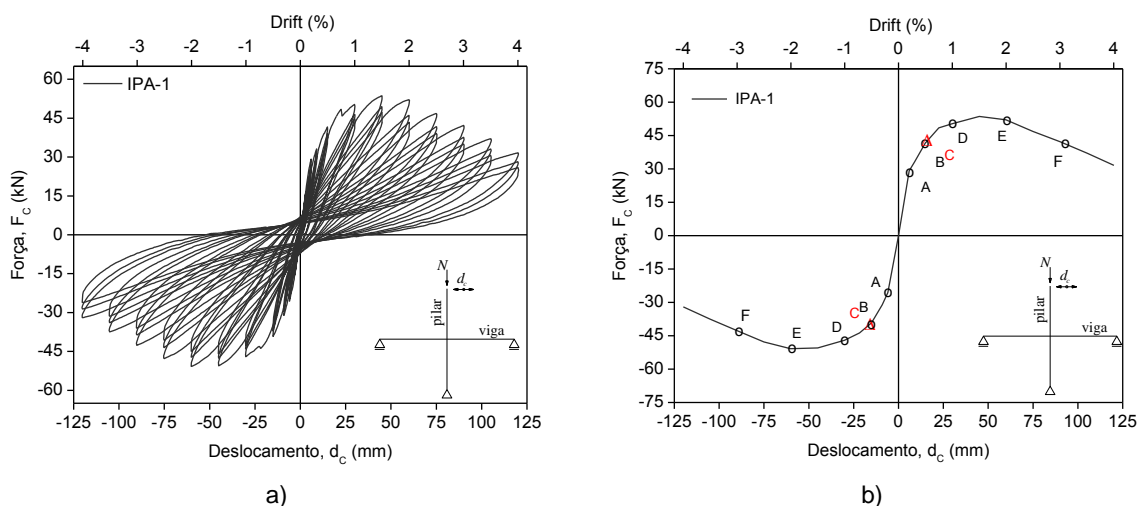


Figura 52 - Relação força-deslocamento (IPA-1): a) ciclos histeréticos; b) envolturas.

Na figura 52 b), verifica-se que o início da fissuração nas duas vigas ocorre para o deslocamento $\Delta \pm 6$ mm (*drift* = 0,2%) e a força aplicada é 29 kN. Nos pilares, as primeiras fissuras surgem para o deslocamento $\Delta \pm 15$ mm (*drift* = 0,5%) no pilar superior e inferior. No *drift* de 1% surgem as fissuras diagonais no interior do nó. O destacamento de betão surge após atingir-se a força resistente máxima durante o ensaio e para o *drift* de 2% ($\Delta \pm 60$ mm). A força última ocorre para o *drift* de 3 %.

O deslocamento de cedência ocorre no *drift* de 0,52% ($\Delta \pm 15,7$ mm) e a respetiva força de cedência é aproximadamente 48,7 kN. A rigidez inicial é sensivelmente 4,8 kN/mm e a pós-pico -7,2 kN/mm (ver figura 52 b)).

6.2.2. Energia dissipada

A figura 53 expõe a evolução da energia dissipada do provete IPA-1. A partir do *drift* de 0,5% a energia dissipada apresenta maior taxa de crescimento do que no início do ensaio. No último ciclo o provete IPA-1 acumula a energia dissipada de 35 kN·m.

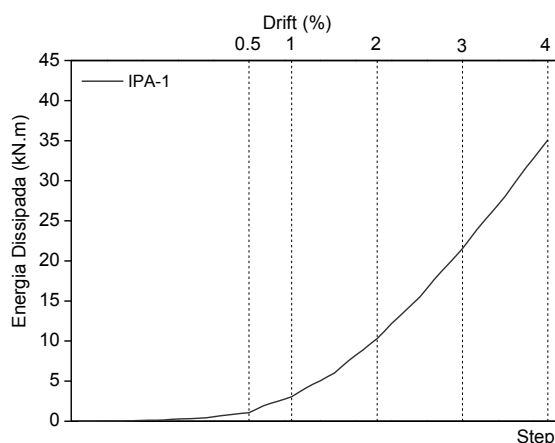


Figura 53 - Energia dissipada do provete IPA-1.

6.2.3. Amortecimento equivalente

Na figura 54, o provete IPA-1 obteve para o deslocamento máximo imposto ($\Delta \pm 120$ mm), a ductilidade em deslocamento (μ_Δ) de 7,6. O amortecimento equivalente cresceu com o decorrer do ensaio de 5,7% até 9,9%.

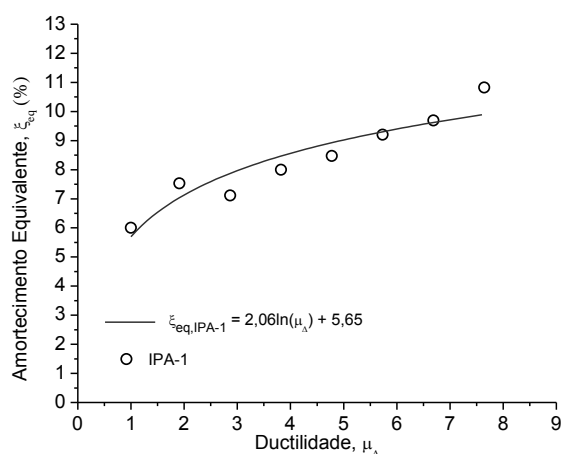


Figura 54 - Amortecimento equivalente do provete IPA-1.

6.2.4. Danos observados

Na figura 55 b) observa-se um padrão de dano com maior concentração de fissuras no interior do nó, com prolongamento pelos pilares e vigas (ver anexo 1). Com o decorrer do

ensaio, as primeiras fissuras surgiram nas vigas, em simultâneo, nas zonas tracionadas próximas do nó. Seguidamente, desenvolveram-se as fissuras nos pilares junto ao nó, procedido imediatamente pelas fissuras diagonais no interior do nó pelo esforço de corte (*drift* 1%). A partir do *drift* de 1% ($\Delta \pm 30\text{mm}$) a fissuração no interior do nó intensifica-se progressivamente com a evolução do *drift*, levando o provete à rotura por esmagamento do betão no interior do nó (ver figura 55 a)).

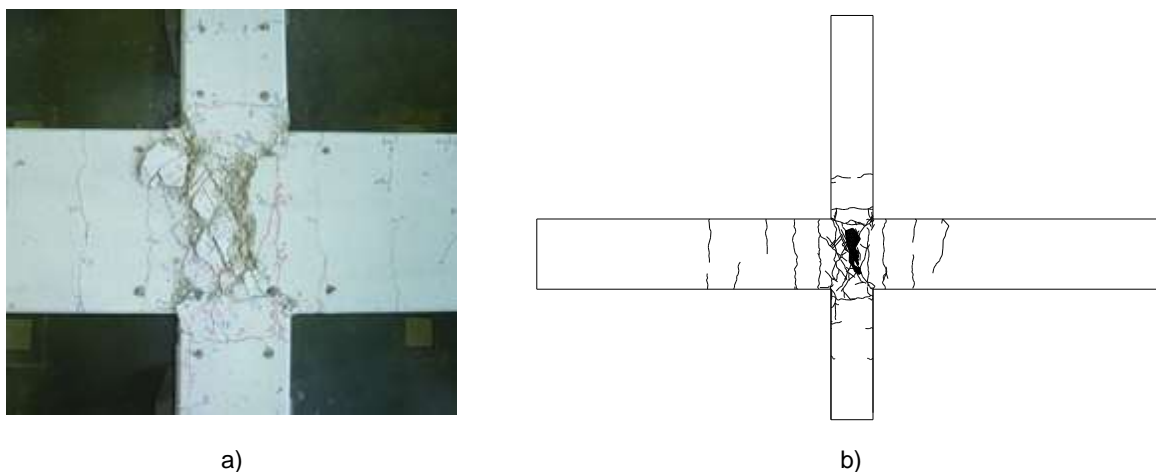


Figura 55 - Dano no provete IPA-1: a) dano do nó; b) dano geral.

6.2.5. Comprimento de rótula plástica

O provete IPA-1 apresenta os maiores comprimentos de rótula-plástica nos pilares, aproximadamente 0,3h no pilar superior e 0,4h no pilar inferior. Por outro lado, as vigas possuem os menores comprimento de rótula plástica, em particular a viga esquerda com 0,16h (ver tabela 10).

Tabela 10 – Rótulas-plásticas dos elementos do provete IPA-1

Provete	Pilar superior		Pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)
IPA-1	0,09	0,30	0,12	0,4	0,08	0,16	0,07	0,23

6.3. Provete IPA-2

6.3.1. Relação força-deslocamento

Na figura 56 a), a força resistente máxima atingida durante o ensaio é aproximadamente 60 kN, e surge para um deslocamento $\Delta \pm 60\text{mm}$, o equivalente a um *drift* de 2%. No último ciclo ($\Delta \pm 120\text{mm}$), a força registada é 36 kN, cerca de 60% da força máxima.

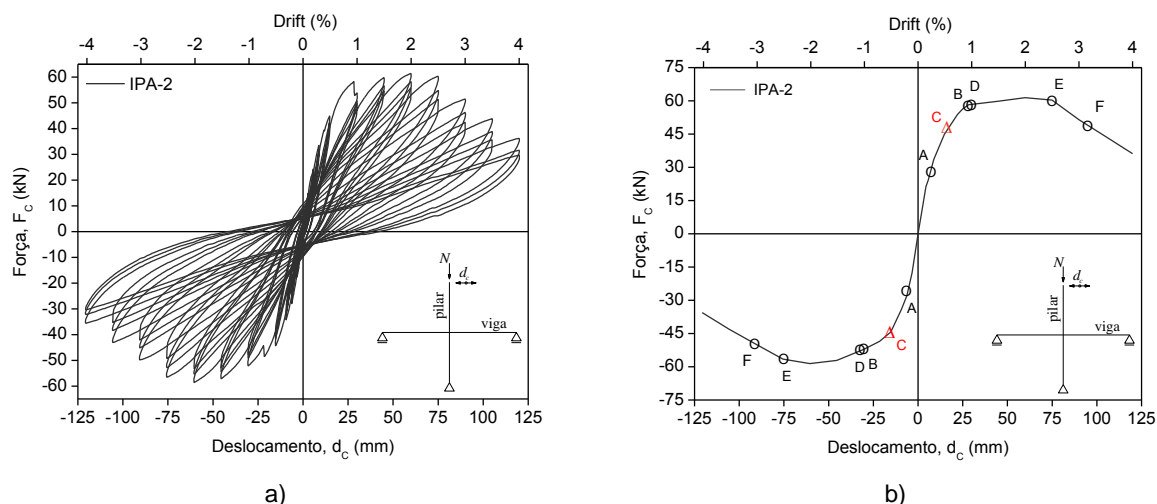


Figura 56 - Relação força-deslocamento (IPA-2): a) ciclos histeréticos; b) envolvente.

Na figura 56 b), verifica-se que o início da fissuração nas vigas ocorre para o deslocamento $\Delta \pm 6\text{ mm}$ (*drift* = 0,2%), cuja força aplicada é 26 kN. Nos pilares, as primeiras fissuras surgem para o deslocamento de $\Delta \pm 15\text{ mm}$ (*drift* = 0,5%). No *drift* seguinte (*drift* = 1%), estalam-se no interior do nó as primeiras fissuras diagonais. O destacamento de betão inicia-se no *drift* de 2,5% ($\Delta \pm 75\text{ mm}$), após atingir a força resistente máxima. A força última ocorre para o *drift* de 3,2%. O deslocamento de cedência surge no *drift* de 0,54% ($\Delta \pm 16,7\text{ mm}$) e para a força de 56 kN. A rigidez inicial é aproximadamente 4,4 kN/mm e a pós-pico - 10 kN/mm (figura 56 b)).

6.3.2. Energia dissipada

A figura 57 caracteriza a evolução da energia dissipada do provete IPA-2. Após o *drift* de 0,5% a energia dissipada começa a destacar-se e intensifica o seu ganho nos *drift* seguintes. A partir do *drift* de 2,5% o aumento da energia dissipada é aproximadamente linear, atingindo no último *drift* de 4% a energia dissipada de 42,2 kN·m.

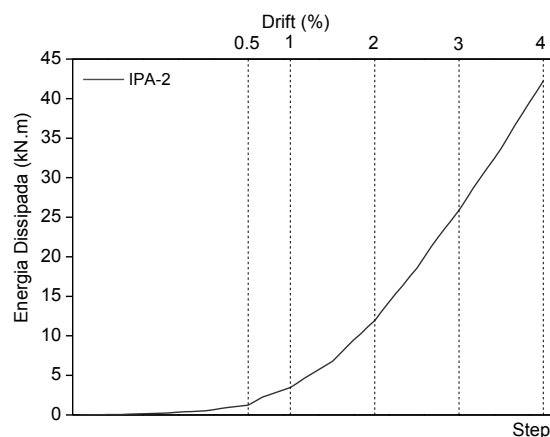


Figura 57 - Energia dissipada do provete IPA-2.

6.3.3. Amortecimento equivalente

O provete IPA-2 apresenta na figura 58 a ductilidade (μ_{Δ}) de 7,4 no último ciclo do deslocamento imposto ($\Delta \pm 120$ mm). O amortecimento equivalente aumentou com o decorrer do ensaio de 5,5% até 10,2%.

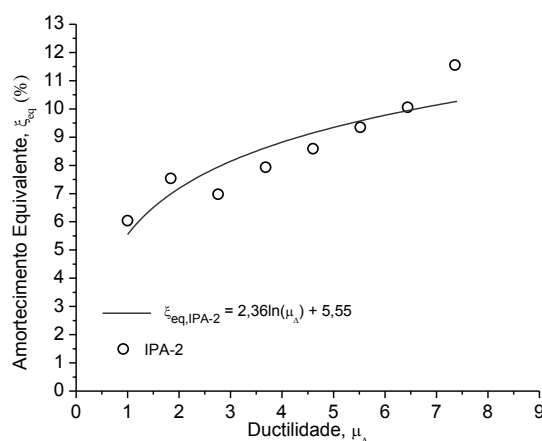
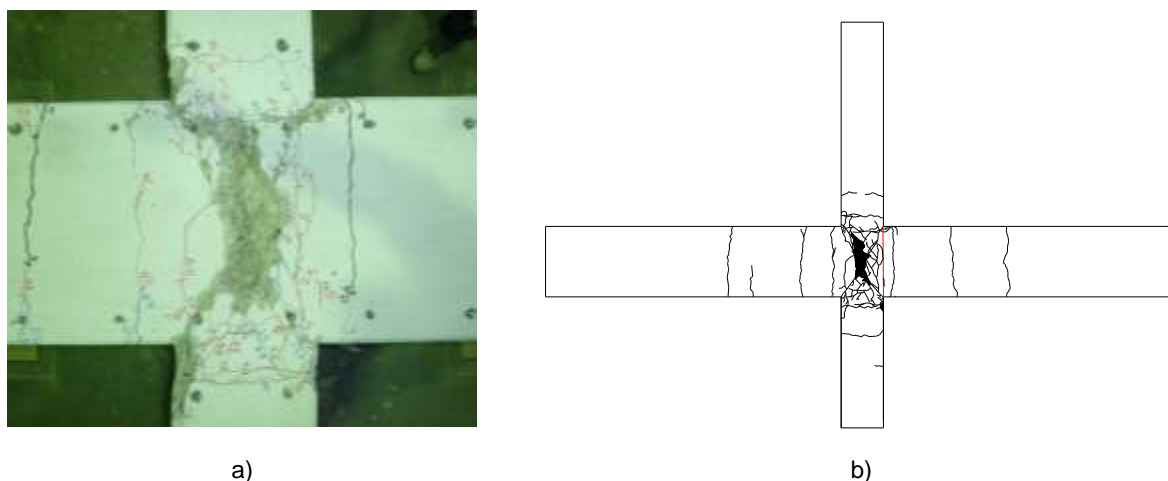


Figura 58 - Amortecimento equivalente do provete IPA-2.

6.3.4. Danos observados

Na figura 59 b) constata-se que o dano é mais acentuado no interior do nó, com maior número de fissuras. Por sua vez, nos elementos (pilares e vigas) desenvolveram-se progressivamente fissuras transversais até metade do seu comprimento (ver anexo 2). As primeiras fissuras surgem nas vigas próximas do nó, devido ao pré-carregamento nas extremidades das vigas. Posteriormente surgem em simultâneo, fissuras nos pilares e no interior do nó devido ao corte (*drift* de 1%). Após o surgimento das fissuras diagonais no nó, intensificou-se o dano nessa zona, encaminhando o provete à rotura por esmagamento do betão no interior do nó (ver figura 59 a)).



a)

b)

Figura 59 - Dano no provete IPA-2: a) dano no nó; b) dano geral.

6.3.5. Comprimento de rótula plástica

As rotulas-plásticas no provete IPA-2 atingem maior comprimento nos pilares, em particular no pilar inferior, que obtém $0,5h$. Já as vigas são os elementos estruturais do provete com menor comprimento de rótula-plástica, $0,03h$ para a viga esquerda e $0,08h$ para a viga direita (ver tabela 11).

Tabela 11 – Rótulas-plásticas dos elementos do provete IPA-2

Provete	Pilar superior		Pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)
IPA-2	0,09	0,30	0,15	0,5	0,04	0,08	0,015	0,03

6.4. Provete IPB

6.4.1. Relação força-deslocamento

Na figura 60 a) a força máxima obtida nos dois sentidos do deslocamento imposto, ronda os 53 kN e surge no deslocamento $\Delta \pm 60\text{mm}$, o equivalente a um *drift* de 2%. No último ciclo ($\Delta \pm 120\text{mm}$), a força registada é 32 kN, o equivalente a 60% da força máxima.

O início da fissuração nas vigas ocorre para o deslocamento $\Delta \pm 6\text{ mm}$ (*drift* = 0,2%), correspondendo à força de 29 kN, em ambas as vigas (ver figura 60 b)). Nos pilares, as

primeiras fissuras surgem no pilar inferior no deslocamento $\Delta \pm 15\text{ mm}$ ($\text{drift} = 0,5\%$). No interior do nó, as fissuras diagonais formam-se no drift de 1% ($\Delta \pm 30\text{ mm}$) (ver figura 60 b)).

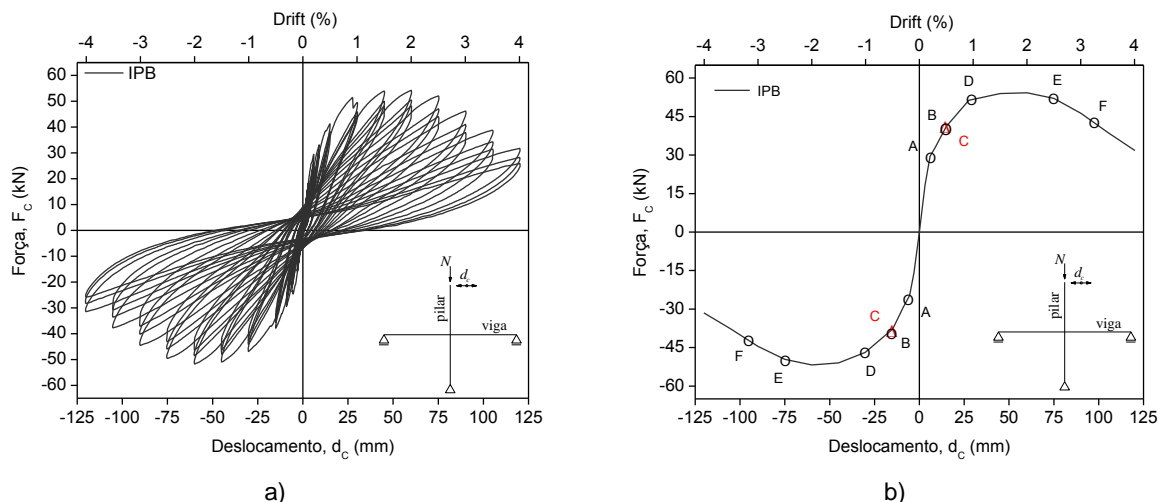


Figura 60 - Relação força-deslocamento (IPB): a) ciclos histeréticos; b) envoltentes.

O destacamento de betão é notório no drift de 2,5% ($\Delta \pm 75\text{ mm}$), após atingir a força resistente máxima. A força última ocorre para o drift de 3,2%. A cedência do provete acontece no drift de 0,51% ($\Delta \pm 15,2\text{ mm}$) e para a força de 49,5 kN. A rigidez inicial é sensivelmente 4,8 kN/mm e a pós-pico -8,8 kN/mm (ver figura 60 b)).

6.4.2. Energia dissipada

A figura 61 exibe a evolução da energia dissipada do provete IPB. É a partir do drift 0,5% que à maior ganho de energia dissipada, entre o drift de 2% e 4% a evolução da energia dissipada é praticamente linear. No último drift de 4% a energia dissipada acumulada é aproximadamente 37,4 kN·m.

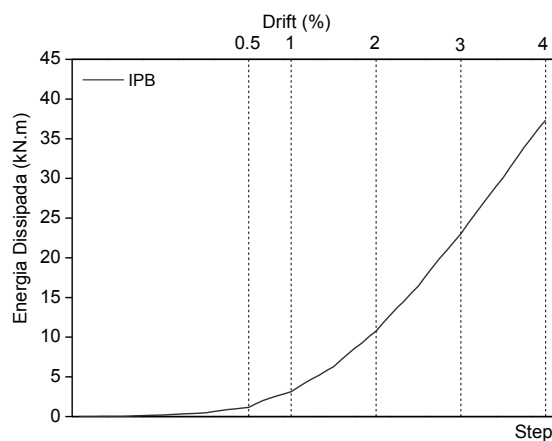


Figura 61 – Energia dissipada do provete IPB

6.4.3. Amortecimento equivalente

A ductilidade atingida pelo provete IPB no último ciclo da lei de deslocamentos aplicada é aproximadamente (μ_{Δ}) de 7,9 (ver figura 62). Relativamente ao amortecimento equivalente, este cresce com o evoluir do ensaio, de 5,5% até 10,2%.

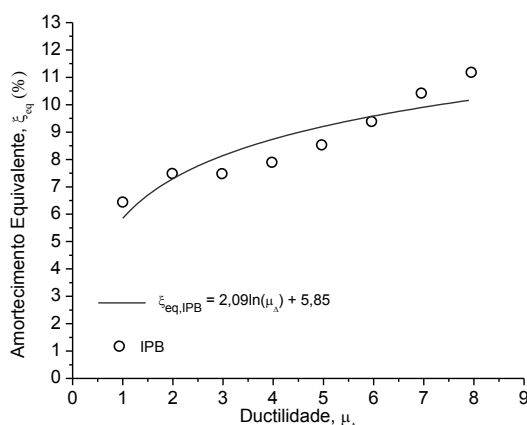


Figura 62 – Amortecimento equivalente do provete IPB

6.4.4. Danos observados

Na figura 63 b) o provete em causa apresenta um maior número de fissuras no interior do nó. Essa concentração de fissuras diminui à medida que as secções transversais dos elementos distanciam-se do nó (ver anexo 3). Com o avançar do ensaio, as primeiras fissuras surgiram nas vigas em simultâneo e em torno de toda a secção transversal. Seguidamente surgiram algumas fissuras no pilar inferior junto ao nó. No nível de *drift* seguinte, apareceram fissuras diagonais no interior do nó por esforço de corte (*drift* de 1%) e no pilar superior. A partir do *drift* de 1% ($\Delta \pm 30$ mm), a fissuração no interior do nó intensifica-se com a evolução do *drift*, levando o provete à rotura por esmagamento do betão no interior do nó (ver figura 63 a)).



Figura 63 - Dano no provete IPB: a) dano no nó; b) dano geral.

6.4.5. Comprimento de rótula plástica

Com base na tabela 12, verifica-se que os maiores comprimentos de rótula-plástica localizam-se nos pilares e em particular no pilar superior com o comprimento de $1,53h$ correspondendo ao triplo do comprimento da rótula-plástica formada no pilar inferior. Por sua vez, as vigas possuem comprimentos de rótula-plástica significativamente menores, aproximadamente, 20 vezes a obtida no pilar superior. Destaca-se que o pilar superior possui emenda dos varões longitudinais.

Tabela 12 – Rótulas-plásticas dos elementos do provete IPB

Provete	Pilar superior		Pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)
IPB	0,46	1,53	0,16	0,53	0,07	0,14	0,015	0,03

6.5. Provete IPD

6.5.1. Relação força-deslocamento

Na figura 64 a), a máxima resistente registada é 55 kN e surge para o deslocamento $\Delta \pm 45$ mm, o equivalente a um *drift* de 1,5%. No último ciclo ($\Delta \pm 105$ mm) a força registada é 39 kN, cerca de 70,9% da força máxima. Salienta-se que o provete em causa colapsou sem atingir o *drift* de 4% ($\Delta \pm 120$ mm). Colapsou no patamar de *drift* de 3,5%, como é notório na figura 7 a).

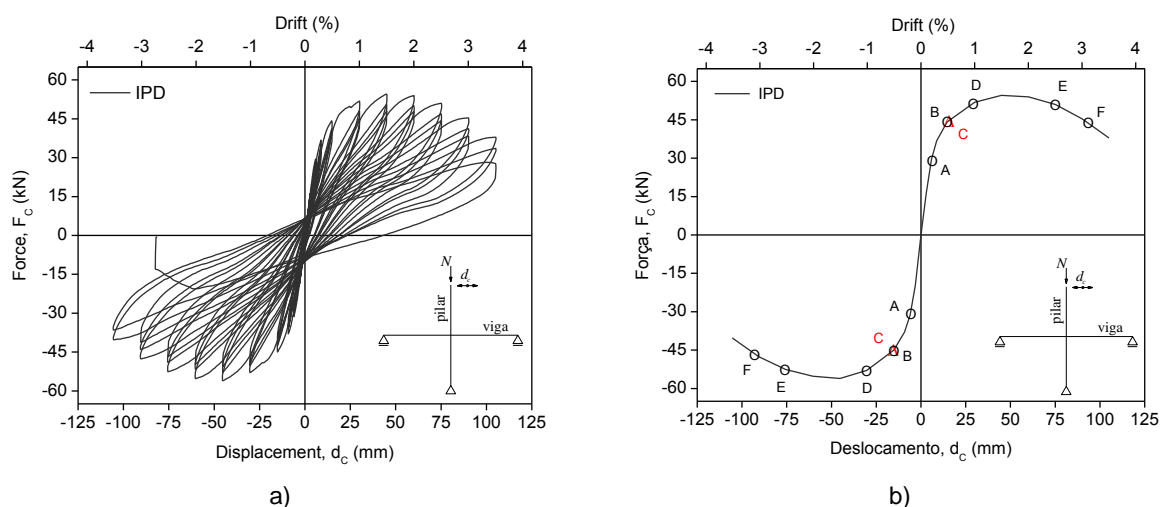


Figura 64 - Relação força-deslocamento (IPD): a) ciclos histeréticos; b) envoltentes.

Na figura 64 b), o início da fissuração nas vigas ocorreu para o deslocamento $\Delta \pm 6$ mm (*drift* = 0,2%) e para a força aplicada de 31 kN. Nos pilares, as primeiras fissuras surgem no deslocamento de $\Delta \pm 15$ mm (*drift* = 0,5%) no pilar inferior. No *drift* de 1% ($\Delta \pm 30$ mm) aparecem fissuras diagonais no interior do nó. O destacamento de betão sucede-se no *drift* de 2 % ($\Delta \pm 60$ mm), após atingir a força resistente máxima. A força última ocorre para o *drift* de 3,1%. O deslocamento de cedência sucede-se no *drift* de 0,52% ($\Delta \pm 15,5$ mm) e a respetiva força de cedência é aproximadamente 52,4 kN. A rigidez inicial é precisamente 5,2 kN/mm e a pós-pico -6,9 kN/mm (figura 64 b)).

6.5.2. Energia dissipada

Na figura 65 é representado a evolução da energia dissipada do provete IPD. A energia dissipada cresceu exponencialmente até ao último ciclo (*drift* de 3,5%). No *drift* de 3,5% o provete acumula 32 kN·m de energia dissipada.

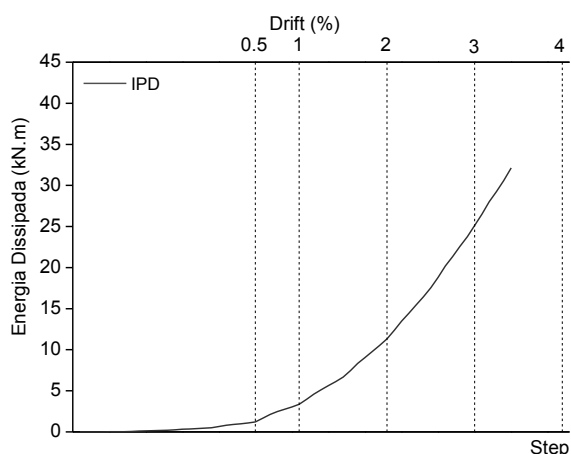


Figura 65 – Energia dissipada do provete IPD

6.5.3. Amortecimento equivalente

Para o último ciclo da lei de deslocamentos aplicada ($\Delta \pm 105$ mm), o provete IPD apresenta uma ductilidade em deslocamento (μ_{Δ}) de 6,8 (ver figura 66). O amortecimento equivalente aumenta com os ciclos aplicados, de 5,6% até 10%.

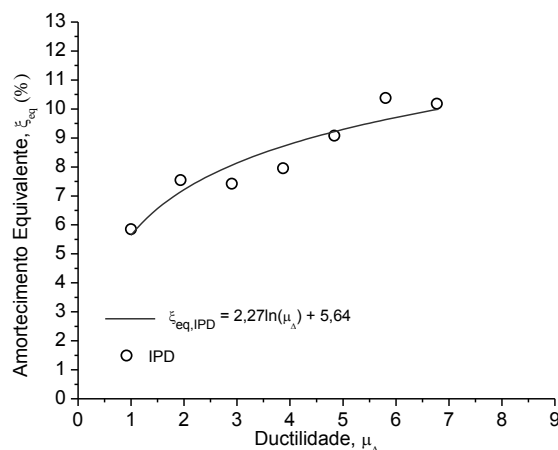


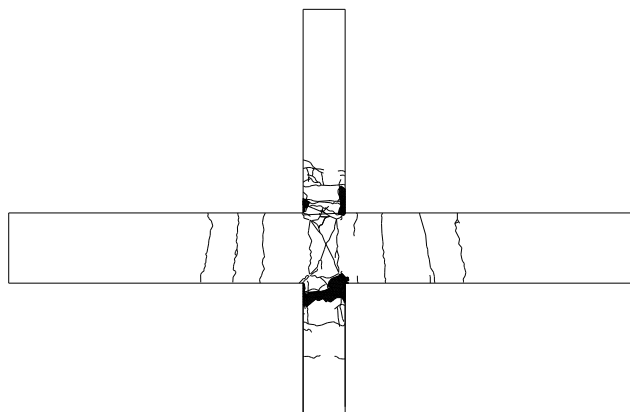
Figura 66 – Amortecimento equivalente do provete IPD

6.5.4. Danos observados

Na figura 67 b), certifica-se que o dano não se concentrou no interior do nó, neste provete o maior número de fissuras localiza-se na interface pilar-nó e essencialmente no pilar inferior (ver anexo 4). As primeiras fissuras surgem nas vigas próximas do nó e nos cantos do nó delimitados pelos elementos. Posteriormente, formaram-se em simultâneo fissuras nas interfaces dos quatro elementos e o nó, seguidamente, desenvolveram-se no interior do nó as fissuras diagonais por esforço transverso (*drift* de 1%). A partir daqui, as fissuras propagam-se ao longo dos pilares (até 1/3 do comprimento do pilar a partir do nó), levando o provete à rotura por esmagamento do betão comprimido e encurvadura dos varões longitudinais na interface pilar-nó do pilar inferior (ver figura 67 a)).



a)



b)

Figura 67 - Dano no provete IPD: a) dano no nó; b) dano geral.

6.5.5. Comprimento de rótula plástica

Observando a tabela 13, referente ao provete IPD, consta-se que o pilar superior possui o maior comprimento de rótula-plástica com $1,47h$, seguido pelo pilar inferior com $1,1h$. As vigas desenvolverão um comprimento de rótula-plástica de $0,22h$ na viga esquerda e $0,1h$ na viga direita, inferiores às rótulas nos pilares. Destaca-se que o pilar superior e as vigas possuem emendas.

Tabela 13 – Rótulas-plásticas dos elementos do provete IPD

Provete	Pilar superior		Pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)
IPD	0,44	1,47	0,33	1,10	0,11	0,22	0,05	0,1

6.6. Provete IPE

6.6.1. Relação força-deslocamento

Na figura 68 a) a força resistente máxima observada é aproximadamente 51 kN no sentido positivo e 47 kN no sentido negativo do deslocamento imposto, e surgem para o deslocamento $\Delta \pm 59,8\text{mm}$ (*drift* de 2%) e $\Delta \pm 45\text{mm}$ (*drift* de 1,5%), respetivamente. No último ciclo ($\Delta \pm 120\text{mm}$) a força registada no sentido positivo é 28 kN e no negativo 26 kN. Em ambos os casos, corresponde a 55% da força máxima atingida.

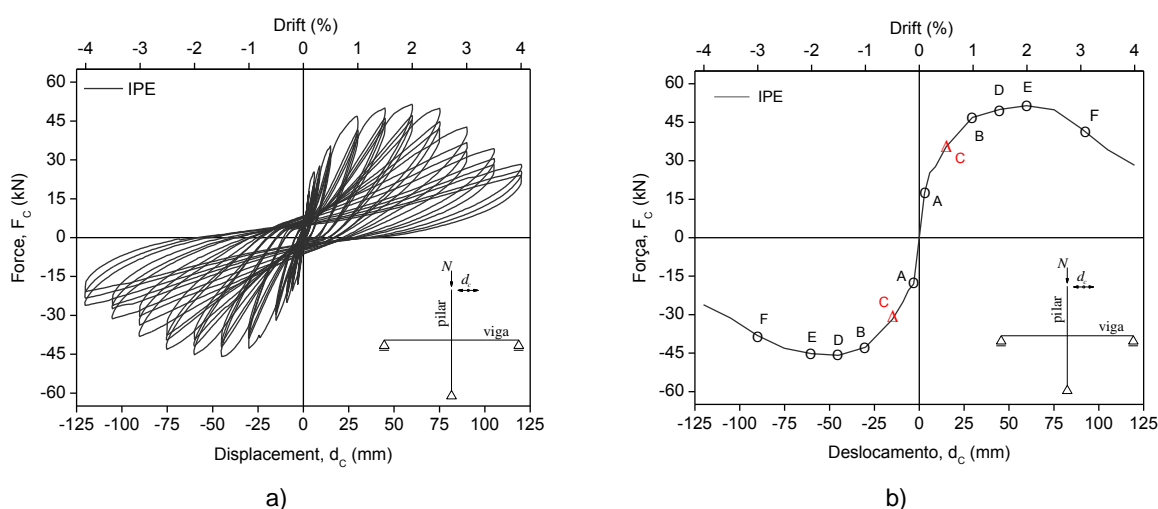


Figura 68 - Relação força-deslocamento (IPE): a) ciclos histeréticos; b) envolventes.

Na figura 68 b), verifica-se que o início da fissuração nas vigas ocorre para o deslocamento $\Delta \pm 3$ mm ($drift = 0,1\%$), cuja força aplicada é 17 kN (face da viga junto ao nó que possui só dois varões longitudinais). Nos pilares, as primeiras fissuras surgem para o deslocamento de $\Delta \pm 30$ mm ($drift = 1\%$). As fissuras diagonais no interior do nó destacam-se no $drift$ de 1,5% ($\Delta \pm 45$ mm). O destacamento de betão inicia-se após atingir a força resistente máxima e para um $drift$ de 2,5% ($\Delta \pm 75$ mm). A força última ocorreu para o $drift$ de 3,1 %.

A cedência do provete aconteceu no $drift$ de 0,51% ($\Delta \pm 15,2$ mm) e para a força de 44,8 kN. A rigidez inicial é 5,7 kN/mm nos dois sentidos do deslocamento imposto, já a rigidez pós-pico no sentido positivo apresenta -9,3 kN/mm e no sentido negativo -5,9 kN/mm (figura 68 b)).

6.6.2. Energia dissipada

A figura 69 demonstra a evolução da energia dissipada do provete IPE. No último ciclo do deslocamento ($drift$ de 4%), a energia dissipada acumulada é aproximadamente 35,6 kN·m.

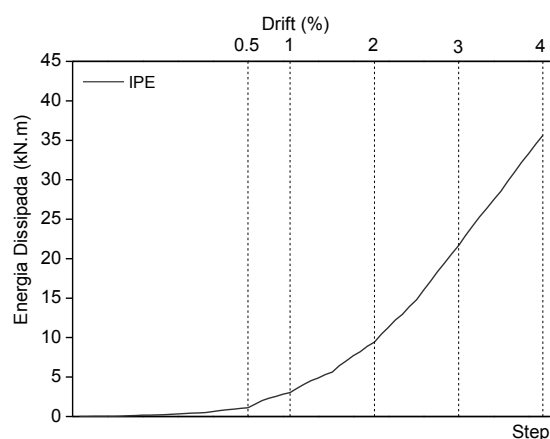


Figura 69 – Energia dissipada do provete IPE

6.6.3. Amortecimento equivalente

O provete IPE apresenta a ductilidade (μ_{Δ}) de 7,9 para o máximo deslocamento aplicado ($\Delta \pm 120$ mm). O amortecimento equivalente aumenta com o evoluir dos ciclos, de 5,6% até 11,3% (ver figura 70).

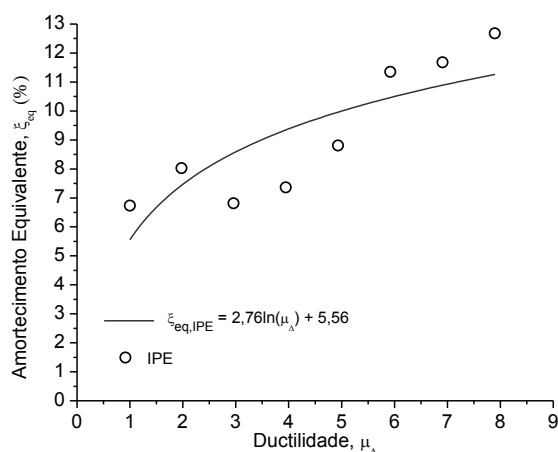
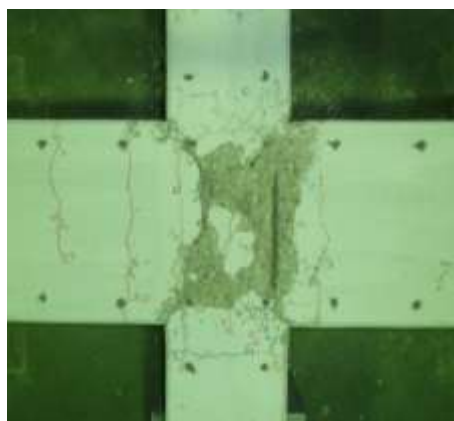


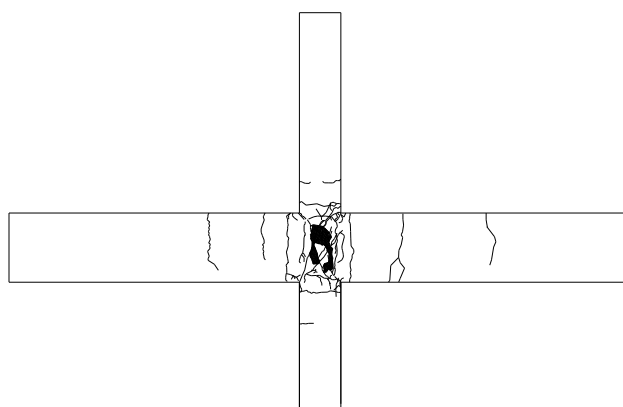
Figura 70 – Amortecimento equivalente do provete IPE

6.6.4. Danos observados

Na figura 71 b), observa-se um padrão de fissuração, com maior concentração de fissuras no interior do nó, e alastra-se progressivamente pelos elementos (ver anexo 5). As primeiras fissuras surgem nas vigas e em simultâneo, nas faces com menor armadura próximas do nó. Seguidamente, desenvolveram-se as fissuras nos pilares junto ao nó e algumas no interior do nó (*drift* 1%), indiciando o surgimento das fissuras diagonais por esforço de corte. No *drift* seguinte (*drift* de 1,5%) verificaram-se as fissuras diagonais no nó. A partir do *drift* de 1,5% ($\Delta \pm 45$ mm), a fissuração no interior do nó intensifica-se progressivamente com a evolução do *drift*, encaminhado o provete à rotura por esmagamento do betão no interior do nó (ver figura 71 a)).



a)



b)

Figura 71 - Dano no provete IPE: a) dano no nó; b) dano geral.

6.6.5. Comprimento de rótula plástica

O provete IPE desenvolveu nos quatro elementos estruturais rótulas plásticas similares. O pilar superior apresenta o comprimento de rótula-plástica ligeiramente superior aos restantes elementos, aproximadamente 0,27h. A viga esquerda, por sua vez, contém o menor comprimento de rótula-plástica com 0,14h (ver tabela 14).

Tabela 14 – Rótulas-plásticas dos elementos do provete IPE

Provete	Pilar superior		Pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)
IPE	0,08	0,27	0,06	0,20	0,07	0,14	0,09	0,18

6.7. Provete ID

6.7.1. Relação força-deslocamento

Na figura 72 a), o provete em causa atinge a força resistência máxima de 61 kN no sentido positivo e 64,2 kN no sentido negativo do deslocamento imposto, e para os deslocamentos de $\Delta \pm 60$ mm (*drift* de 2%) e $\Delta \pm 45$ mm (*drift* de 1,5%), respetivamente. No último ciclo ($\Delta \pm 120$ mm), a força registada é 36,6 kN nos dois sentidos, cerca de 60% e 57% da força máxima no sentido positivo e negativo respetivamente.

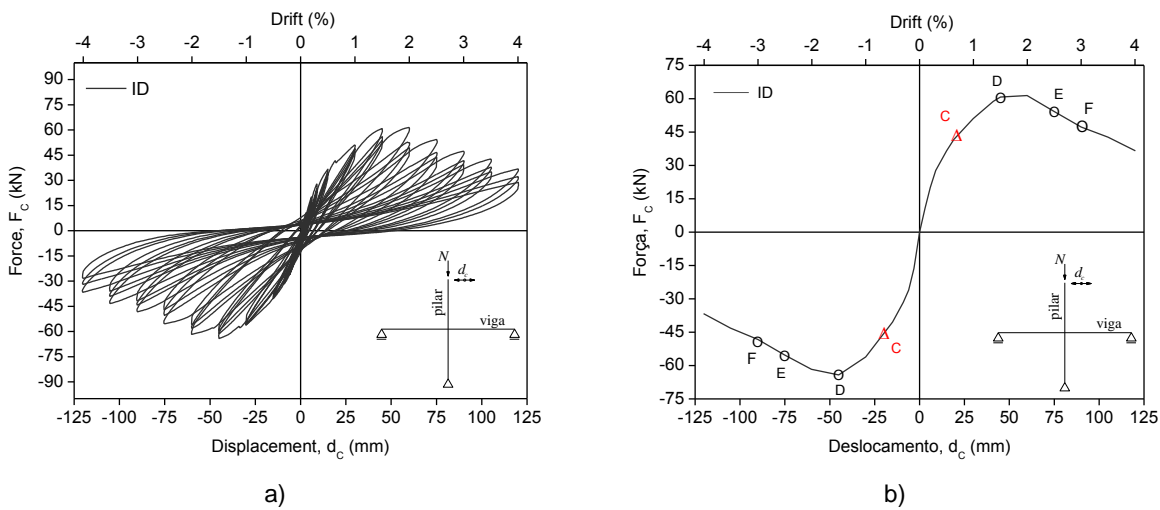


Figura 72 – 11 Relação força-deslocamento (ID): a) ciclos histeréticos; b) envolventes.

Na figura 72 b), não se faz a sinalização na envolvente do início da fissuração nas vigas e nos pilares. Porque, como referido anteriormente (Capítulo 5), o provete foi submetido a um carregamento não previsto que introduziu algum dano no provete num sentido. Neste caso, só se destaca o início da fissuração no interior do nó devido ao corte ($drift = 1,5\%$), o destacamento do betão no $drift$ de 2,5% e a redução da força máxima em 20% que é atingida no $drift$ de 3%. O deslocamento de cedência surge, aproximadamente, no $drift$ de 0,67% ($\Delta \pm 20$ mm) e para a força de cedência de 56,6 kN. A rigidez inicial estimada é 3,4 kN/mm no sentido positivo e 4,3 kN/mm no sentido negativo, a rigidez pós-pico é -12,2 kN/mm e -8,5 kN/mm nos respetivamente sentidos (figura 72 b)). Realça-se que a rigidez inicial está afetada pelo carregamento não quantificado aplicado antes do ensaio. Para o efeito, a quantificação da rigidez inicial é efetuada para o $drift$ de 0,2%.

6.7.2. Energia dissipada

A figura 73 quantifica a evolução da energia dissipada do provete ID. A acumulação de energia dissipada ganha forma no $drift$ de 0,5% e intensifica o seu ganho a partir do $drift$ de 1,5%, crescendo linearmente até ao $drift$ de 4%, onde atinge a energia dissipada acumulada de 37,6 kN·m.

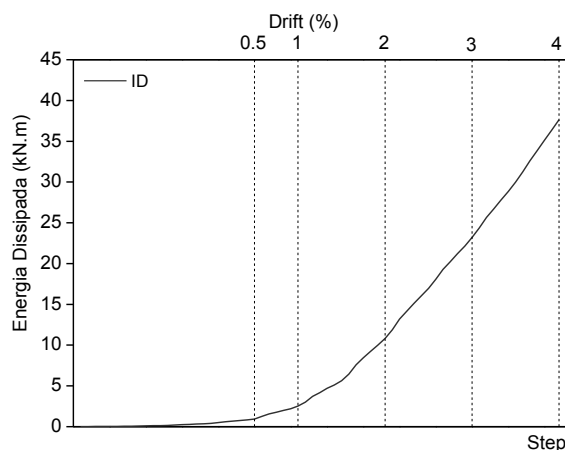


Figura 73 – Energia dissipada do provete ID

6.7.3. Amortecimento equivalente

A figura 74 indica que o provete ID possui no último ciclo do deslocamento aplicado ($\Delta \pm 120$ mm) a ductilidade de (μ_{Δ}) de 6,0. O amortecimento equivalente cresce com o decorrer dos ciclos, de 4,5% até 9,7%.

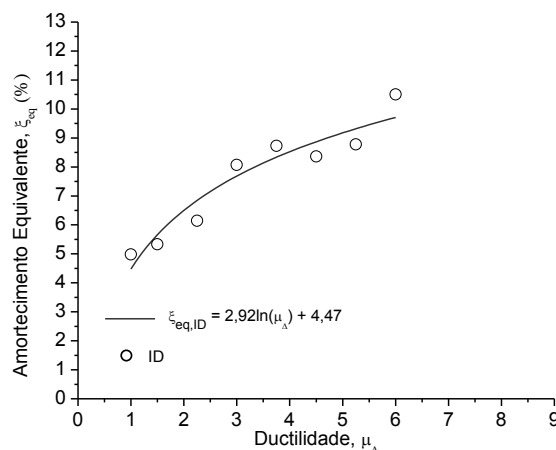


Figura 74 – Amortecimento equivalente do provete ID

6.7.4. Danos observados

Na figura 75 b) é visível uma concentração acentuada de fissuras no interior do nó, que tende a diminuir à medida que as secções transversais dos elementos distanciam-se do nó (ver anexo 6). As primeiras fissuras surgiram na viga esquerda e no pilar superior e, foram impostas por um carregamento monotónico descontrolado. Apesar do sucedido, iniciou-se o ensaio e as novas fissuras surgiram, primeiramente, no pilar inferior e progredindo pelas vigas e pilares. A partir do *drift* de 2%, formaram-se as fissuras diagonais no interior do nó, por esforço de corte. Nos restantes ciclos surgem novas fissuras nos elementos e intensifica-se o dano no interior do nó, levando o provete à rotura por esmagamento do betão no interior do nó (ver figura 75 a)).

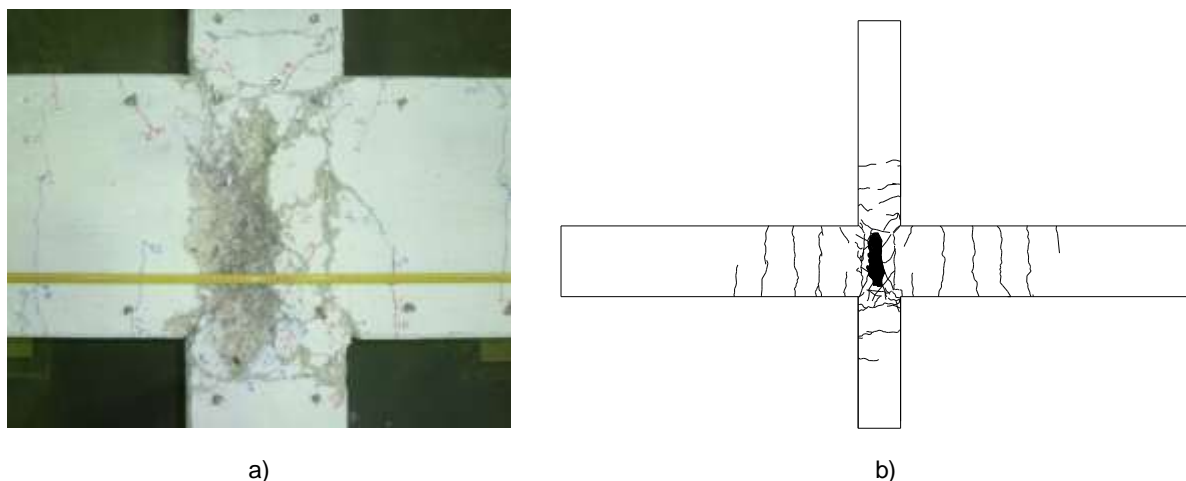


Figura 75 - Dano no provete ID: a) dano no nó; b) dano geral.

6.7.5. Comprimento de rótula plástica

No provete ID (armadura nervurada), o pilar inferior possui o maior comprimento de rótula-plástica de 0,37h, seguido pela viga direita com 0,3h. O pilar superior e a viga esquerda apresentam menores comprimentos de rótulas-plásticas, com 0,23h e 0,12h respetivamente (ver tabela 15).

Tabela 15 – Rótulas-plásticas dos elementos do provete ID

Provete	Pilar superior		Pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)
ID	0,07	0,23	0,11	0,37	0,06	0,12	0,15	0,30

7. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

No presente capítulo é realizada a análise e discussão dos resultados obtidos experimentalmente e apresentados no capítulo anterior.

Primeiramente, será realizada uma análise em simultâneo de todos os provetes, dando-se ênfase aos aspetos mais relevantes. Para o efeito, analisam-se as envolventes força-deslocamento, a energia dissipada, o amortecimento equivalente, dano observado e comprimentos de rótula plástica.

Posteriormente, efetua-se a análise e discussão dos resultados entre o provete padrão (IPA-1) e os restantes provetes, com o objetivo de perceber a influência dos vários pormenores construtivos adotados em cada um dos provetes, nomeadamente: as emendas da armadura longitudinal no pilar (IPB) e nas vigas (IPD); a transição da armadura longitudinal da face inferior para a superior a 45° (IPE); a utilização de armadura nervurada (ID); e a influência da consideração das cargas quase-permanentes atuantes nas vigas durante o ensaio (IPA-2). A comparação com o provete padrão é efetuada confrontando os respetivos resultados obtidos via experimental. Além de analisar os parâmetros expostos no capítulo 6, é realizada, quando relevante, a comparação dos momentos de curvatura dos elementos que compõem os respetivos provetes.

7.1. Análise global

7.1.1. Envolventes força-deslocamento

Da sobreposição das envolventes força-deslocamento (ver figura 76), constata-se que estas têm todas a mesma tendência, apesar de alguns provetes apresentarem maior resistência máxima. A força resistente máxima alcançada varia entre 51 e 61 kN no sentido positivo e 47 e 64 kN no sentido negativo do deslocamento imposto. O provete ID apresenta a maior força resistente no sentido negativo, já no sentido positivo os provetes IPA-2 e ID possuem a maior força resistente. Pelo contrário, o provete IPE possui a menor força resistente nos dois sentidos. No último ciclo da lei de deslocamento aplicada, verifica-se que a máxima força resistente varia entre 28 e 37 kN no sentido positivo e 25,6 e 35,6 kN no sentido negativo. O provete ID continua a apresentar a maior resistência e o IPE a menor. Destaca-se que o provete IPD não atinge o deslocamento último ($\Delta \pm 120$ mm) dos restantes provetes e o IPA-1 mantém uma resistência intermédia.

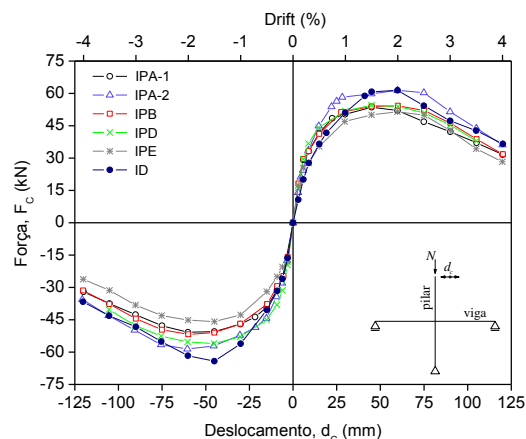


Figura 76 - Envoltórias força-deslocamento dos seis provetes.

Em relação ao início da fissuração nas vigas, o provete IPE é o único em que a fissuração se inicia nas vigas no *drift* de 0,1%, os restantes provetes iniciam no *drift* 0,2 % (não se inclui o ID). As primeiras fissuras nos pilares surgem na maioria dos provetes para o *drift* de 0,5% (não se inclui o ID), exceto para os provetes IPE e IPA-2 que surge no *drift* de 1%. O início da fissuração por corte no interior do nó ocorre para os valores de *drift* de 1% no caso dos provetes IPA-1, IPA-2, IPB e IPE e no *drift* de 1,5% para os provetes IPE e ID. A cedência do provete inicia-se primeiramente no provete IPB (*drift* de 0,5%), já o provete ID é o último (*drift* de 0,67%). A rigidez inicial é maior no provete IPD (5,2 kN/mm) e menor no provete ID (3,4 kN/mm), a rigidez pós-pico é maior no provete ID (-12,2 kN/mm) e menor no provete IPD (6,9 kN/mm). Salienta-se que o resultado obtido para a rigidez inicial do provete ID é influenciado pelo estado de dano inicial deste provete.

7.1.2. Energia dissipada

A figura 77 representa a evolução da energia dissipada para os seis provetes. Da sua análise, consta-se que a evolução da energia dissipada tem a mesma tendência em todos os provetes. Para o *drift* de 4%, o provete IPA-2 é o que dissipa mais energia 42 kN·m e o provete IPD é o que dissipa menos 32 kN·m. Como referido anteriormente, o provete IPD dissipou energia até ao *drift* de 3,5%, correspondendo ao final do ensaio.

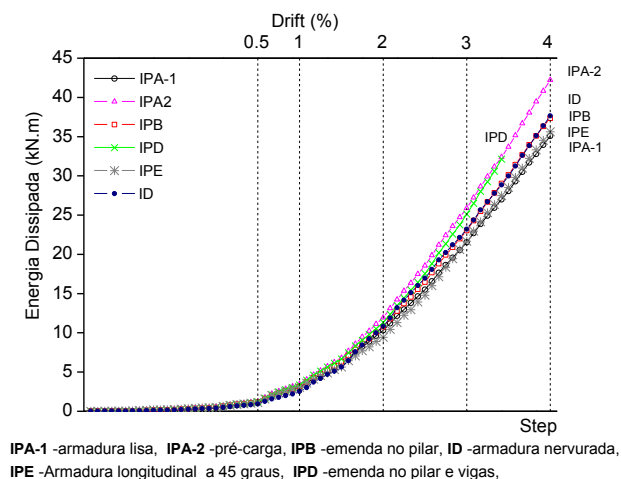


Figura 77 – Energia dissipada dos seis provetes.

7.1.3. Amortecimento equivalente

Observando a figura 78, constata-se que a relação amortecimento equivalente-ductilidade é semelhante em todos os provetes. Todos apresentam um crescimento do amortecimento com o aumento do dano ao longo dos ciclos. O provete IPE, após a cedência do provete, possui maior amortecimento equivalente durante todas as etapas de ductilidade. Por sua vez, o provete ID possui a menor percentagem de amortecimento até à ductilidade de 4. A partir daqui, o provete padrão (IPA-1) detém o menor amortecimento equivalente. No último ciclo do deslocamento imposto, a ductilidade em deslocamento varia entre 6 e 7,9, com o provete ID a obter o menor valor e o IPE o maior. De todos os provetes, o ID tem a maior tendência de crescimento do amortecimento equivalente com o aumento da ductilidade. Em termos de amortecimento equivalente, varia no intervalo de 9,7% a 11,3% (último ciclo), com os provetes ID e IPE a obterem respetivamente o menor e maior valor do intervalo.

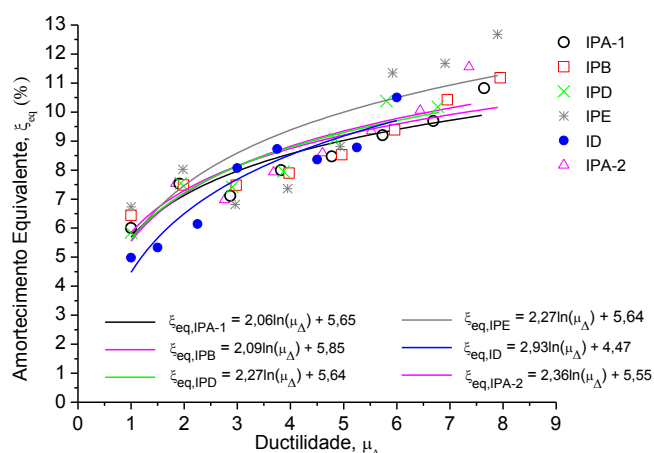
IPA-1 -armadura lisa, IPA-2 -pré-carga, IPB -emenda no pilar, ID -armadura nervurada,
IPE -Armadura longitudinal a 45 graus, IPD -emenda no pilar e vigas,

Figura 78 – Amortecimento equivalente dos seis provetes.

7.1.4. Danos observados

Em termos de dano observado visualmente, certifica-se que dos seis provetes, cinco obtiveram o colapso por rotura no nó e um, o provete IPD, colapsou devido às rótulas plásticas formadas na interface pilar-nó.

Nos casos em que houve a rotura no nó (ver figura 79 a) a e)), realça-se como principal causa para o sucedido a ausência de estribos no interior do nó. Por tal, o nó não possui resistência mecânica suficiente para resistir às tensões diagonais de tração, originadas pelos esforços de flexão dos elementos que não são absorvidos pelas armaduras longitudinais no interior do nó. Para agravar o processo de degradação do betão, surge o esforço de corte aplicado no nó devido ao esforço axial de 460 kN do pilar.

O colapso por rotura das rótulas plásticas formadas nos pilares, provete IPD, deve-se ao facto de, no nó, a viga possuir o dobro da armadura longitudinal em relação aos outros provetes, aumentando desta forma a resistência do nó. Uma vez que o nó tem maior resistência neste provete, o dano transferiu-se para os pilares, sendo a rotura constituída pelo esmagamento do betão comprimido e encurvadura dos varões longitudinais dos pilares (ver figura 79 f)).

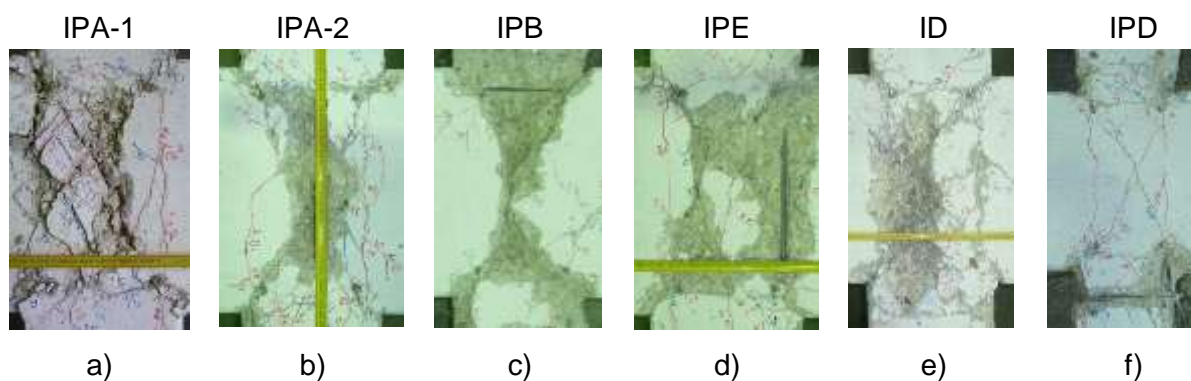


Figura 79 - Dano final observado nos provetes: a) nó IPA-1; b) nó IPA-2; c) IPB; d) IPE; e) nó ID; f) nó e pilar inferior IPD.

7.1.5. Comprimentos de rótula plástica

Analisando a tabela 16, observa-se que os pilares adquiriram maiores comprimentos de rótula plástica. As vigas em geral apresentam comprimentos de rótulas plásticas significativamente inferiores às dos pilares. Exceto nos provetes IPE e ID em que as rótulas formadas nos pilares e nas vigas têm comprimento semelhante.

Os provetes com emendas nos pilares (IPB e IPD) desenvolvem rótulas plásticas com maior comprimento, quando comparando com os restantes provetes.

Tabela 16 – Rótulas plásticas dos elementos dos provetes

Proвете	Pilar superior		Pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)
IPA-1	0,09	0,30	0,12	0,4	0,08	0,16	0,08	0,16
IPA-2	0,09	0,30	0,15	0,5	0,04	0,08	0,015	0,03
IPB	0,46	1,53	0,16	0,53	0,07	0,14	0,015	0,03
IPD	0,44	1,47	0,33	1,10	0,11	0,22	0,05	0,1
IPE	0,08	0,27	0,06	0,20	0,07	0,14	0,075	0,15
ID	0,07	0,23	0,11	0,37	0,06	0,12	0,15	0,30

7.2. Influência da emenda no pilar

A influência das emendas da armadura longitudinal no pilar é efetuada, comparando os resultados do provete IPB (possui emendas da armadura longitudinal no pilar superior), com o provete padrão IPA-1 (armadura contínua nos pilares e nas vigas).

7.2.1. Relação força-deslocamento

O provete IPB apresenta comportamento histerético similar ao provete padrão (IPA-1), como demonstra a figura 80 a). A força resistente máxima e a força última são semelhantes em ambos, aproximadamente 53 kN e 32 kN, respetivamente. O efeito de *pinching* é também idêntico em ambos.

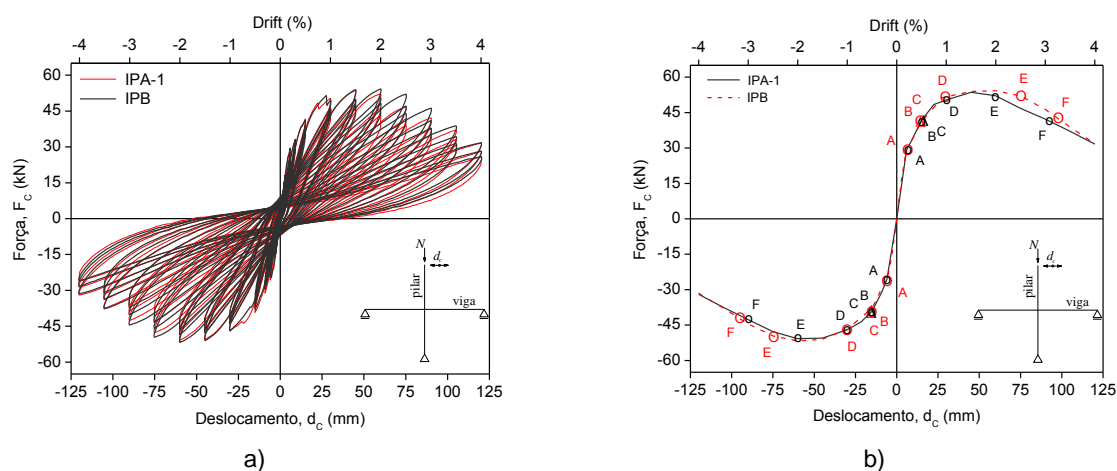


Figura 80 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-1 e IPB: a) ciclos histeréticos; b) envoltente.

Os dois provetes apresentam uma rigidez inicial idêntica. Contudo, diferem na rigidez pós-pico. O provete IPB tende a conservar a força resistente máxima por mais tempo, formando um patamar onde a força máxima se mantém constante entre o *drift* de 1% e 2,5%, como se demonstrado na figura 80 b), sendo este efeito mais evidente no sentido positivo. O início da fissuração nas vigas, pilares e no interior do nó, ocorre para os mesmos *drift* em ambos os casos. O destacamento do betão inicia-se mais tarde no provete IPB (ver figura 80 b)).

7.2.2. Energia dissipada

A evolução da energia dissipada pelos dois provetes é similar. No entanto, no final do ensaio, o provete IPB dissipou mais 7,4% de energia que o provete IPA-1. Ambos os provetes dissipam a mesma quantidade de energia até ao *drift* de 1,2% (ver figura 81).

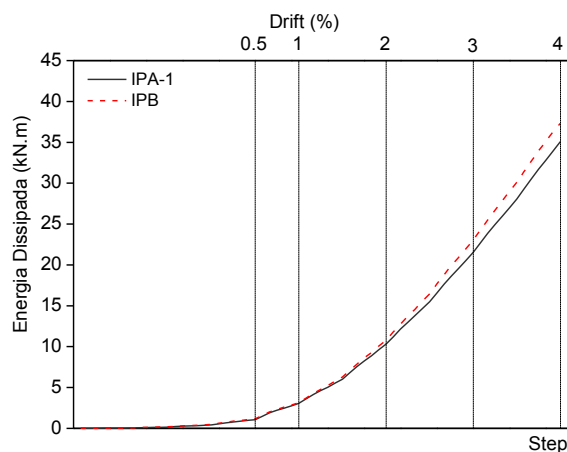


Figura 81 – Energia dissipada dos provetes IPA-1 e IPB.

7.2.3. Amortecimento equivalente

Os dois provetes possuem uma relação amortecimento equivalente-ductilidade praticamente igual (ver figura 82). Contudo, o provete IPB apresenta, em média, ao longo da ductilidade, mais 2% de amortecimento que o provete IPA-1. Em termos de ductilidade em deslocamento, o provete IPB consegue mais 4,1% que o provete IPA-1.

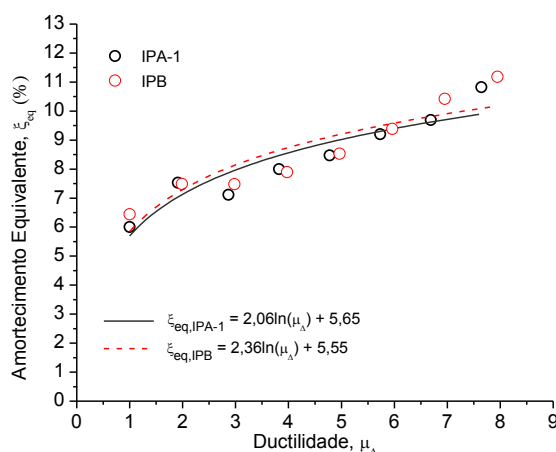
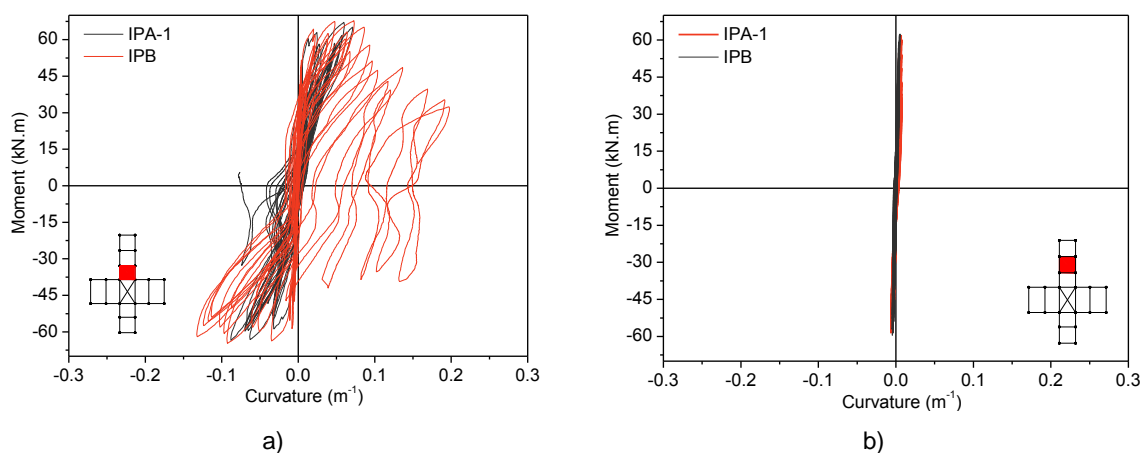


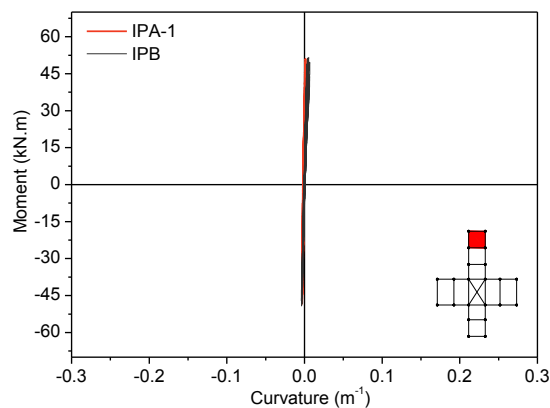
Figura 82 – Amortecimento - ductilidade dos provetes IPA-1 e IPB.

7.2.4. Momento - curvatura

Analisando os momentos de curvatura do pilar superior junto ao nó dos provetes IPA-1 e IPB (ver figura 83 a)), observa-se que ambos os provetes possuem um desempenho idêntico até atingirem o momento máximo resistente de 67 kN·m no sentido positivo e 64 kN·m no sentido negativo do deslocamento imposto. A partir do momento máximo, o provete IPB tende a diminuir a resistência de flexão e a aumentar a curvatura, nos últimos ciclos do deslocamento o momento resistente é aproximadamente 33 kN·m em ambos os sentidos e para uma curvatura de $0,196 \text{ m}^{-1}$. Já o provete IPA-1 tende a manter o momento máximo resistente de 67 e 64 kN·m, nos respectivos sentidos positivo e negativo.

Ao longo do desenvolvimento do pilar superior, a relação momento-curvatura é exatamente igual em ambos os provetes, porque, no segundo e terceiro alinhamento de sensores aplicado nos pilares analisados (ver figura 83 b) e c)), a curvatura é próxima de zero.





c)

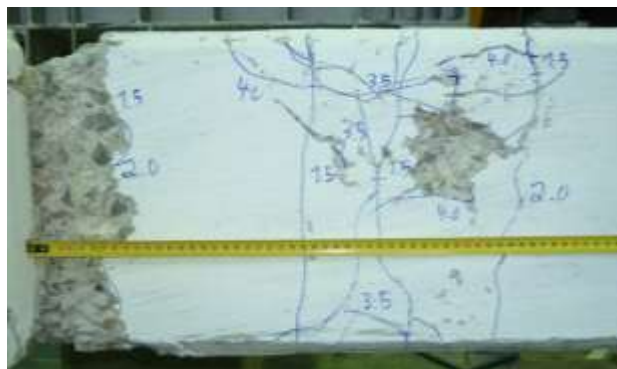
Figura 83 – Momento de curvatura do pilar superior dos provetes IPA-1 e IPB: a) primeiro nível do pilar; b) segundo nível do pilar c) terceiro nível do pilar.

7.2.5. Danos observados

Como já referido anteriormente, ambos os provetes colapsaram pelo nó. No entanto, o provete IPB teve maior concentração de fissuras nos pilares. Na figura 84 a) e b), verificam-se um maior número de fissuras no pilar superior do provete IPB, propagando-se ao longo de 45 cm. Já o provete IPA-1 o dano concentra-se mais no interior do nó, e as fissuras no pilar superior são em menor número, prolongando-se apenas em 30 cm do comprimento do pilar.



a)



b)

Figura 84 – Dano no pilar superior: a) provete IPA-1; b) provete IPB.

Pelo facto de existir a emenda no pilar superior, o dano no interior do nó foi ligeiramente menor e intensificou-se nos pilares. Tal facto advém do escorregamento das armaduras na zona da emenda, proporcionando uma maior rotação do pilar.

7.2.6. Comprimentos de rótula plástica.

O provete IPB apresenta maiores comprimentos de rótula-plástica nos pilares, sobretudo no pilar superior, que é aproximadamente, cinco vezes maior que a obtida no pilar superior do provete padrão (ver tabela 17).

Tabela 17 – Rotulas-plásticas dos elementos dos provetes IPA-1 e IPB

Provete	Pilar superior		Pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)
IPA-1	0,09	0,30	0,12	0,4	0,08	0,16	0,08	0,18
IPB	0,46	1,53	0,16	0,53	0,07	0,14	0,015	0,03

7.2.7. Discussão dos resultados

O provete IPB, até atingir o esforço resistente máximo (*drift* de 1,5%), apresenta um comportamento idêntico ao provete padrão, comprovado pela coincidência da força máxima atingida por ambos, o início da fissuração nos elementos e no nó, a cedência do provete e a energia dissipada.

A partir do *drift* de 1,5% notam-se alterações significativas em ambos os provetes. O provete IPB mantém a força máxima resistente por mais tempo, atrasando o início do destacamento do betão e tende a aumentar a energia dissipada e o amortecimento equivalente, em relação ao provete padrão. A maior percentagem de energia dissipada por parte do provete IPB, bem como, a maior ductilidade que apresenta, está diretamente relacionada com a ancoragem dos varões emendados, que originou maior comprimento de rótula plástica, e maior número de fissuras na zona da emenda, o que, por sua vez proporcionou maior rotação do pilar superior. O momento de curvatura reforça a ideia das armaduras emendadas no pilar perderem aderência, visto que a curvatura tende a aumentar. Assim, a emenda da armadura no pilar superior do provete IPB não teve uma influência expressiva no comportamento global, mas sim a nível local, pelo maior dano observado nessa zona.

7.3. Emenda no pilar e nas vigas

A análise ao comportamento do provete com emendas nas vigas e no pilar consiste na comparação entre o provete IPD e o provete IPA-1.

7.3.1. Relação força-deslocamento

Apesar de no sentido positivo, o comportamento ser similar em ambos os provetes, estes apresentam divergência no sentido negativo, uma vez que o provete IPD apresenta maior rigidez e resistência. Além disso, o provete IPD não atinge o *drift* de 4,0% em ambos os sentidos (ver figura 85 a)). A força máxima resistente é idêntica no sentido positivo, cerca de 54 kN, mas, no sentido negativo, o provete IPD possui mais 10% da resistência.

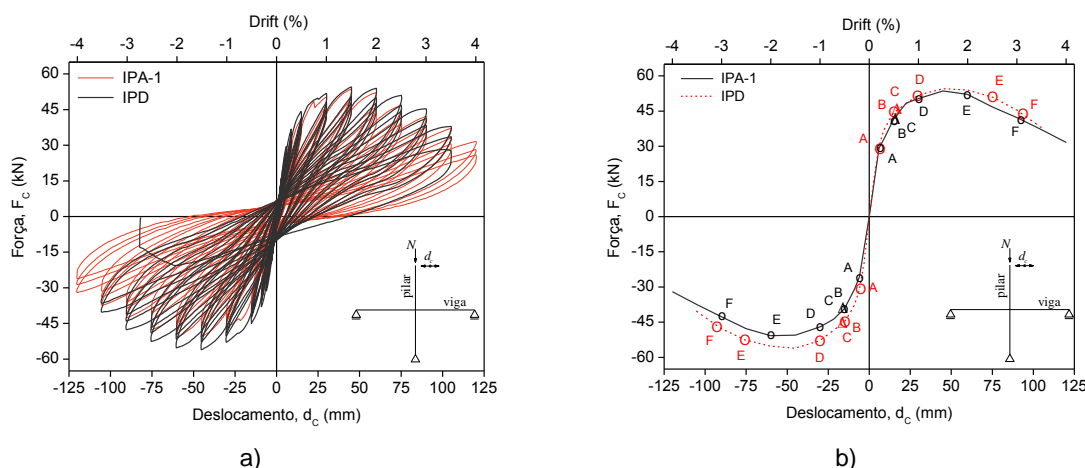


Figura 85 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-1 e IPD: a) ciclos histeréticos; b) envoltentes.

Comparando as envoltentes da figura 85 b), constata-se que no sentido positivo do deslocamento imposto o provete IPD apresenta rigidez inicial igual à do provete padrão. Já no sentido negativo, o provete IPD possui maior rigidez inicial. Destaca-se que, no sentido negativo, o provete IPD apresenta maior resistência ao longo da envoltente.

O início da fissuração nos elementos e no nó, surgem nos dois provetes, nos mesmos estágios de *drift*, mas, para forças ligeiramente superiores no provete IPD, e com maior evidência no sentido negativo do deslocamento imposto. O mesmo se verifica na cedência dos provetes. O destacamento do betão ocorre mais tarde no provete IPD, já a redução em 20% da força máxima ocorre, aproximadamente, no mesmo nível de *drift* em ambos os provetes, com o provete IPD, a apresentar maior resistência (ver figura 85 b)).

7.3.2. Energia dissipada

O provete IPD apresenta maior tendência de crescimento da energia dissipada (ver figura 86). Comparando os valores de energia dissipada até ao *drift* de 3,5%, denota-se que o provete IPD dissipa mais 19% de energia.

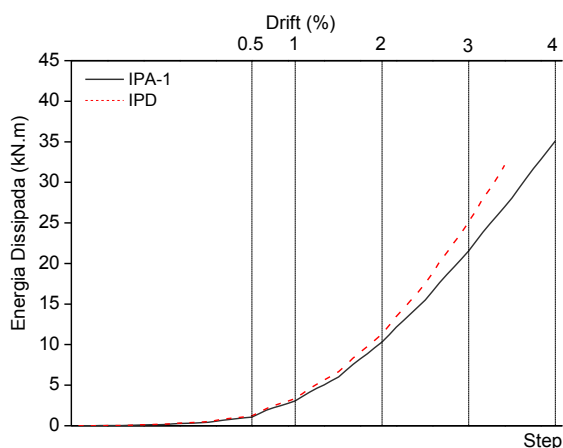


Figura 86 – Energia dissipada dos provetes IPA-1 e IPD.

7.3.3. Amortecimento equivalente

A relação amortecimento equivalente-ductilidade é similar em ambos os provetes (ver figura 87). Comparado com o provete padrão, o provete IPD tende a aumentar o amortecimento equivalente com o decorrer dos ciclos aplicados. No último ciclo possui mais 1,1%. Em relação à ductilidade em deslocamento apresenta menos 10,5%.

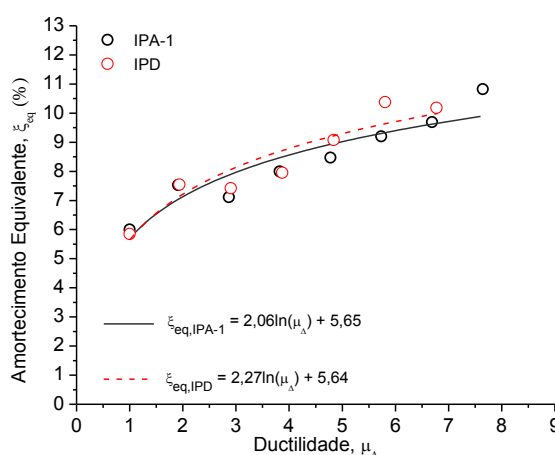


Figura 87 – Amortecimento - ductilidade dos provetes IPA-1 e IPD.

7.3.4. Momento - curvatura

Ambos os provetes (IPD e IPA-1) apresentam um momento resistente no pilar superior junto ao nó idêntico (67 kN·m) no sentido positivo do deslocamento imposto. Já no sentido negativo, o provete IPD possui um momento resistente 11% mais resistente do que o obtido no provete padrão (ver figura 88 a)). Com o aumento do deslocamento imposto, o provete IPD tende a diminuir o momento resistente no pilar superior junto ao nó e a aumentar a encurvadura, atingindo no último ciclo o momento de 27 kN·m para a curvatura de $0,57 \text{ m}^{-1}$ e

50 kN.m para a curvatura de $0,2 \text{ m}^{-1}$, respectivamente no sentido positivo e negativo. O provete padrão (IPA-1) possui no último ciclo esforços de flexão superiores, o dobro no sentido positivo e 1,5 vezes no sentido negativo, relativamente aos esforços obtidos pelo provete IPD. Em relação à curvatura, o provete IPA-1 atinge 35% da curvatura alcançado pelo provete IPD no sentido positivo e 43% no sentido negativo.

Relativamente ao pilar inferior do provete IPD (ver figura 88 b)), apresenta na fase inicial um comportamento similar ao pilar superior do provete IPD (mais 3% de momento máximo), contudo difere no último ciclo, apresentando mais 24% de curvatura. Comparando com o pilar inferior do provete IPA-1, possui mais 11% de resistência no sentido positivo, e igual no sentido negativo. Em termos de curvatura o provete IPA-1 possui 19% da curvatura do provete IPD no sentido positivo do deslocamento imposto.

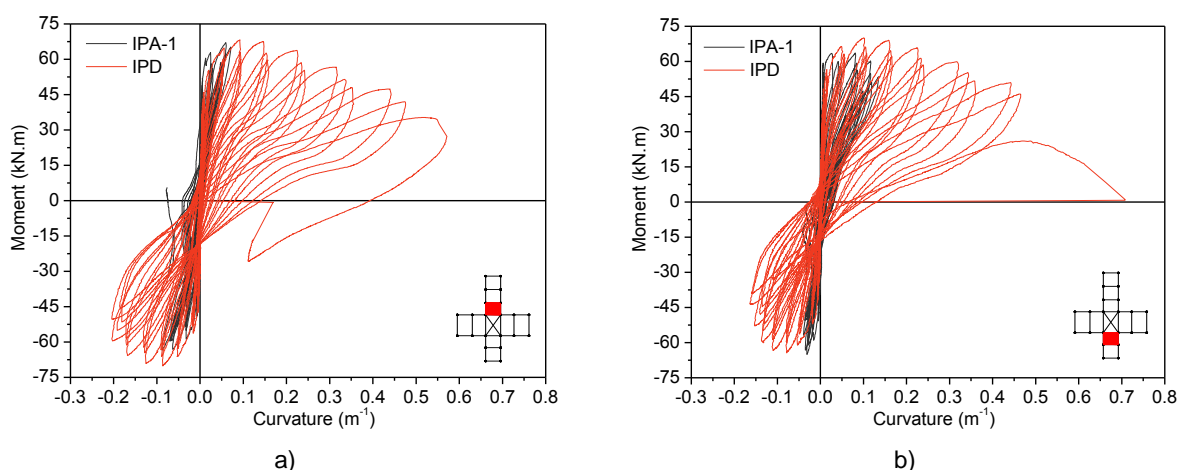


Figura 88 – Momento de curvatura dos pilares dos provetes IPD e IPA-1: a) pilar superior; b) pilar inferior.

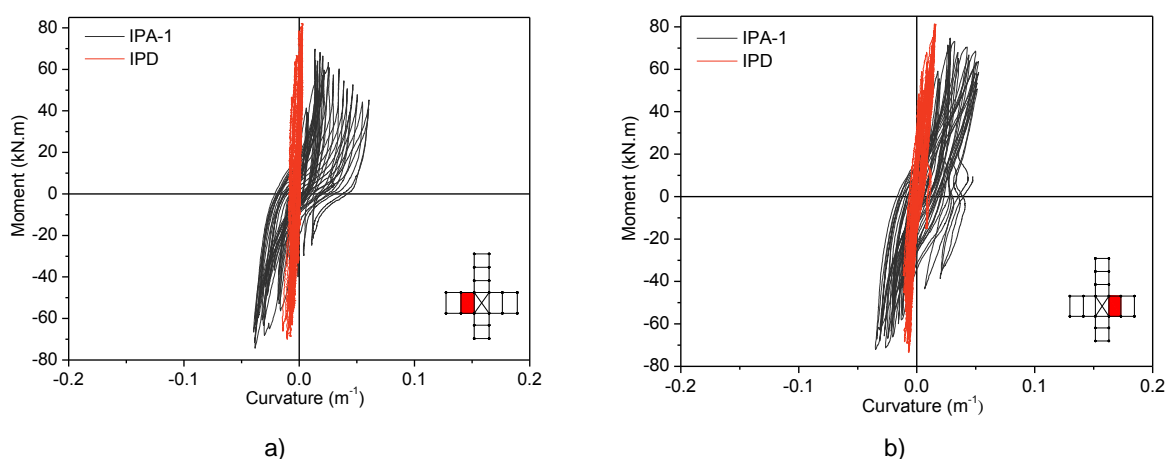


Figura 89 – Momento de curvatura das vigas dos provetes IPD e IPA-1: a) esquerda; b) direita.

Em relação ao momento-curvatura nas vigas dos respectivos provetes, constata-se que o provete IPD possui menor curvatura, aproximadamente 24% da curvatura obtida no provete

padrão (ver figura 89 a) e b)). O momento resistente no sentido positivo é menor no provete IPA-1, sensivelmente, 84% do alcançado no provete IPD. No sentido negativo, o momento resistente é idêntico em ambos os provetes (72kN·m).

7.3.5. Danos observados

O provete IPD ao contrário do provete IPA-1 concentra menor número de fissuras no interior do nó (ver figura 90 a) e b)) e maior dano nos pilares (ver figura 91 a) e b) e, figura 92 a) e b)), onde se formaram as rotulas plásticas, que levaram o provete (IPD) ao colapso (ver figura 91 b) e figura 92 b)). Mas, até ao *drift* de 1,5%, o estado de dano em ambos os provetes é idêntico.

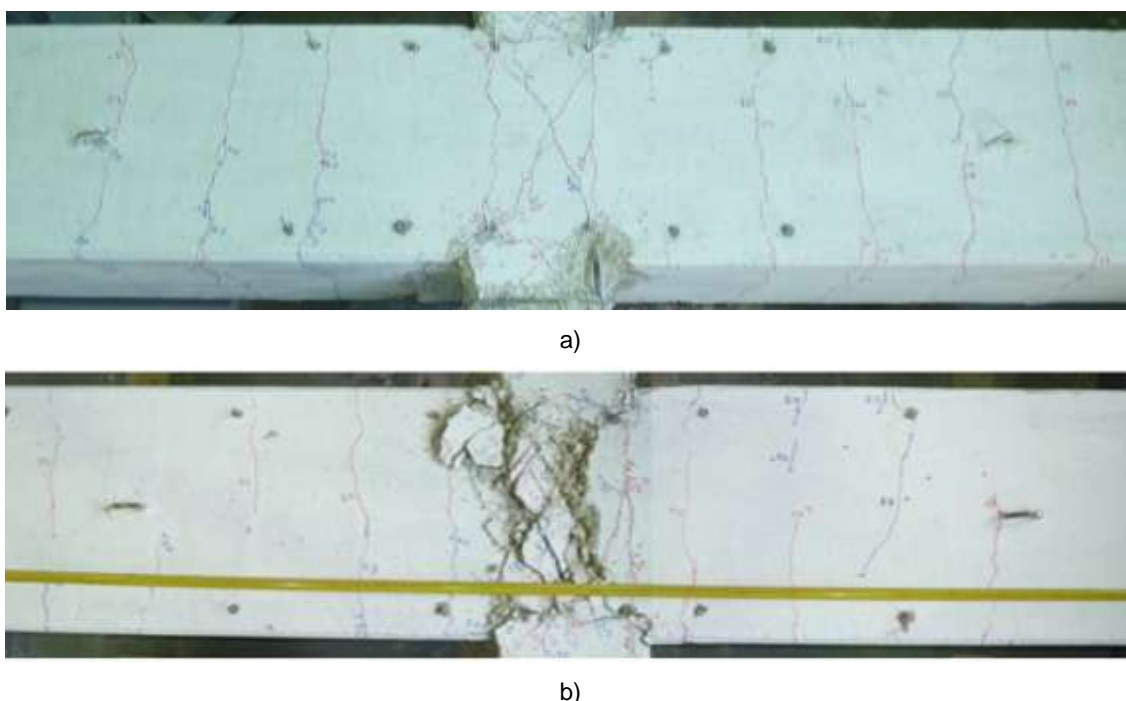


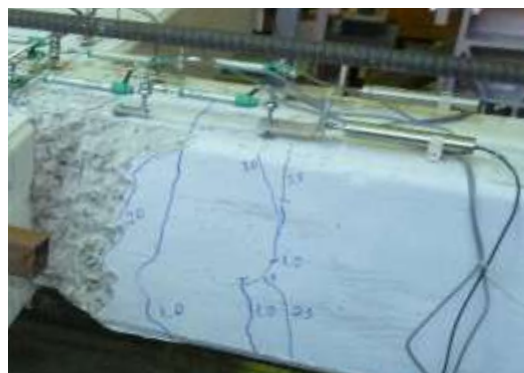
Figura 90 – Dano observado nas vigas: a) Provete IPD; b) Provete IPA-1.

Como já referido anteriormente, o provete IPD foi o único a não colapsar pelo nó. Tal facto está diretamente relacionado com a quantidade de varões longitudinais das vigas que intersecta o nó. Comparando com o provete padrão, o provete IPD possui o dobro dos varões longitudinais a passar no nó, devido à emenda dos varões longitudinais das vigas. A maior quantidade de armadura que o provete IPD dispõe em torno do núcleo de betão do nó permite que este adquira maior resistência às tensões diagonais. Como o nó deixou de ser o elemento mais fraco, os pilares passaram a ser os elementos com maior vulnerabilidade. O nó ao adquirir maior resistência e rigidez, delimita a sua capacidade de deformação e rotação, ficando os pilares responsáveis pela rotação e deformação global do provete. Deste

modo, reuniram-se as condições para existirem excentricidades do esforço axial na interface pilar-nó, originando momentos de segunda ordem que intensificaram o dano dos pilares junto do nó (ver figura 91 b) e figura 92 b)).

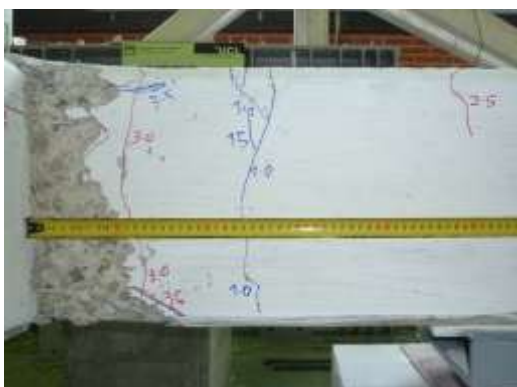


a)

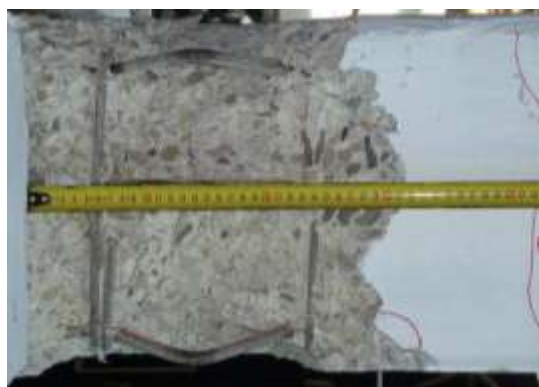


b)

Figura 91 – Dano observado no pilar superior; a) Provete IPA-1; b) Provete IPD.



a)



b)

Figura 92 - Dano observado no pilar inferior; a) Provete IPA-1; b) Provete IPD.

7.3.6. Comprimento de rótula plástica

O provete IPD possui maior comprimento de rótula-plástica nos pilares, quando comparado com o provete IPA-1. A rótula no pilar superior é nove vezes maior e no pilar inferior três vezes maior (ver tabela 18). As vigas de ambos os provetes desenvolveram rótulas plásticas similares.

Tabela 18 – Rotulas-plásticas dos elementos dos provetes IPA-1 e IPD

Provete	Pilar superior		Pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)
IPA-1	0,09	0,30	0,12	0,4	0,08	0,16	0,08	0,16
IPD	0,44	1,47	0,33	1,10	0,11	0,22	0,05	0,1

7.3.7. Discussão dos resultados

O provete IPD apresenta maior resistência que o provete padrão, essencialmente no sentido negativo, e tende a manter por mais tempo a força resistente. O início da fissuração nos pilares, vigas e nó, bem como a cedência, ocorre em ambos os provetes para os mesmos níveis de *drift*, mas para níveis de forças diferentes, com o provete IPD a registar maiores forças para o início das fissuras quer nas vigas e pilares, como no interior do nó e também na cedência. O provete IPD demonstra maior rigidez em todos os níveis de *drift*. A energia dissipada e o amortecimento-equivalente não diferem até ser atingida a força máxima em ambos os provetes (*drift* de 1,5%), pois o nível de dano é idêntico em ambos os provetes. O momento de curvatura é, também ele, idêntico na fase inicial.

Após atingir a força resistente máxima, ambos os provetes diferem no seu desempenho global. O provete IPD intensifica a fissuração nos pilares e o IPA-1 no nó, influenciando diretamente o comportamento dos provetes. O provete IPD dissipa mais energia e possui maior amortecimento-equivalente devido ao maior dano nos pilares e à maior rotação que atingem. O valor do momento tende a diminuir consideravelmente em ambos os pilares do provete IPD, sendo que, no pilar inferior, obteve-se a maior curvatura e, o pilar superior, apesar de possuir emendas, detém menor dano e menor curvatura, indiciando um bom desempenho em termos de aderência entre os varões de aço emendados e o betão. Relativamente ao comportamento das vigas, apresentam maior resistência de flexão e menor curvatura, expressadas no pouco dano que possuem.

7.4. Armadura longitudinal dobrada a 45°

A caracterização do desempenho das armaduras longitudinal das vigas com dobras a 45° é efetuada confrontando os resultados do provete IPE com o provete IPA-1 (padrão).

7.4.1. Relação força – deslocamento

Na fase inicial, o provete IPE possui menor resistência em ambos os sentidos. No entanto, no sentido positivo, a força máxima nos dois provetes tende a aproximar-se, sendo que o provete IPE atinge a força resistente máxima para um maior valor de *drift*. Já no sentido negativo, o provete IPE mantém sempre uma resistência inferior à do provete padrão, obtendo uma força máxima resistente correspondente a 90% da força máxima do provete IPA-1 (ver figura 93 a)).

Em termos de rigidez inicial, é similar em ambos os provetes para o sentido positivo. No sentido negativo, o provete IPE apresenta ligeira supremacia de rigidez inicial. Nos restantes níveis de *drift*, o provete IPA-1 tem maior rigidez nos dois sentidos do deslocamento imposto (ver figura 93 b)).

O início da fissuração nas vigas surge primeiramente no provete IPE. Por outro lado, a fissuração no pilar e no interior do nó ao corte surge mais tarde. A cedência do provete surge em ambos os provetes no mesmo *drift*, mas para forças diferentes, com o provete IPE a registar uma força equivalente a 85% da força obtida no provete IPA-1 para a cedência. O destacamento do betão e a redução da resistência máxima em 20% ocorrem nos mesmos valores de *drift* em ambos os provetes (ver figura 93 b)).

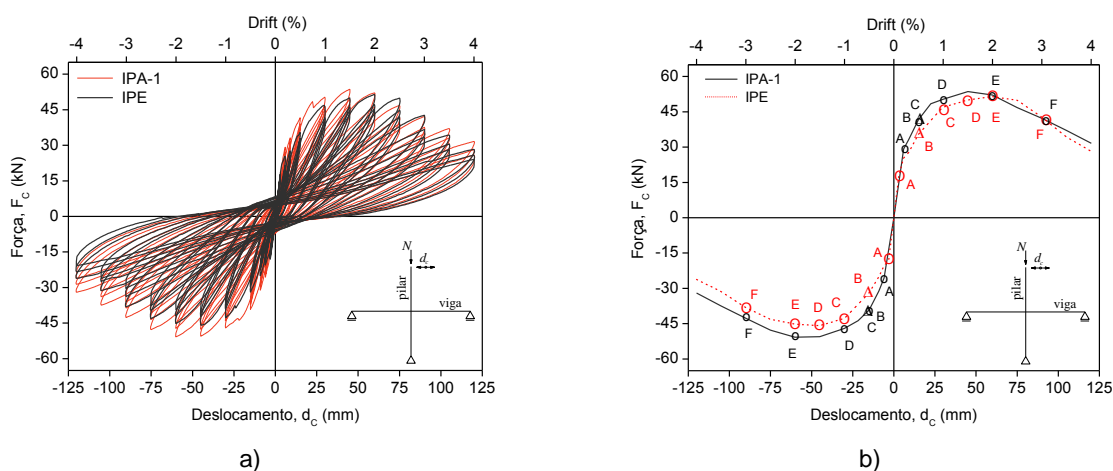


Figura 93 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-1 e IPE: a) ciclos histeréticos; b) envolventes.

7.4.2. Energia dissipada

Os provetes IPE e IPA-1 apresentam na figura 94 uma evolução da energia dissipada praticamente igual. As curvas que definem a evolução da energia dissipada para cada um dos provetes, só não coincidem entre o *drift* de 1,5% e 2,5%, onde o provete IPE dissipa menos 11% (*drift* de 2%). No *drift* de 4% o provete IPE dissipa menos 1,6% de energia em relação ao provete padrão.

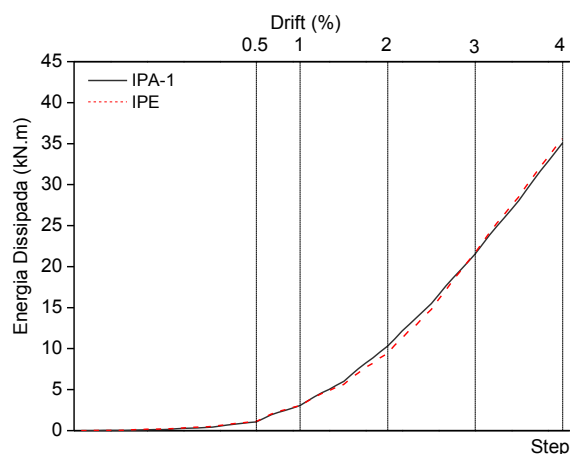


Figura 94 – Energia dissipada dos provetes IPA-1 e IPE.

7.4.3. Amortecimento equivalente

O desempenho dos provetes não é similar em termos da relação amortecimento equivalente-ductilidade (ver figura 95). O provete IPE tende a aumentar o amortecimento equivalente mais rapidamente com o decorrer dos ciclos aplicados e no último ciclo possui mais 13,8% de amortecimento-equivalente. Em relação à ductilidade, apresenta mais 3,9% que o provete padrão (IPA-1).

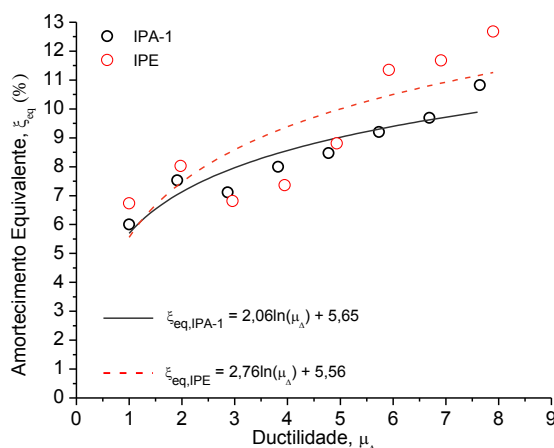


Figura 95 – Amortecimento - ductilidade dos provetes IPA-1 e IPE.

7.4.4. Momento - curvatura

O provete IPE, possui um momento resistente máximo de 55 kN·m e 77 kN·m e atinge a curvatura máxima de 0,13 m⁻¹ e 0.068 m⁻¹ no sentido positivo e negativo, respetivamente (ver figura 96 a)). Comparado com o provete padrão, este possui menor curvatura nos dois sentidos, 37% no sentido positivo e 47% no sentido negativo. Em relação aos momentos

resistentes, o provete padrão possui mais 42% no sentido positivo e menos 19,5% no sentido negativo.

Ao longo das vigas a curvatura aproxima-se de zero, como é verificado nos resultados obtidos no segundo nível de sensores (ver figura 96 b) e 97 b)). Comparando as duas vigas do provete IPE, conclui-se que ambas possuem um desempenho idêntico (ver figura 96 a) e 97 a)) face ao provete padrão.

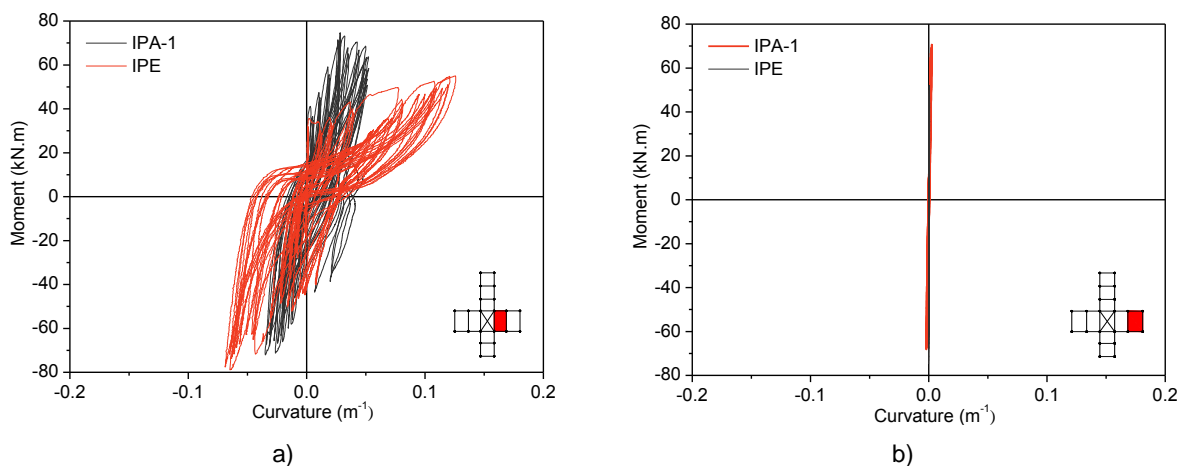


Figura 96 – Momento curvatura da viga direita IPE: a) primeiro nível da viga; b) segundo nível segmento da viga

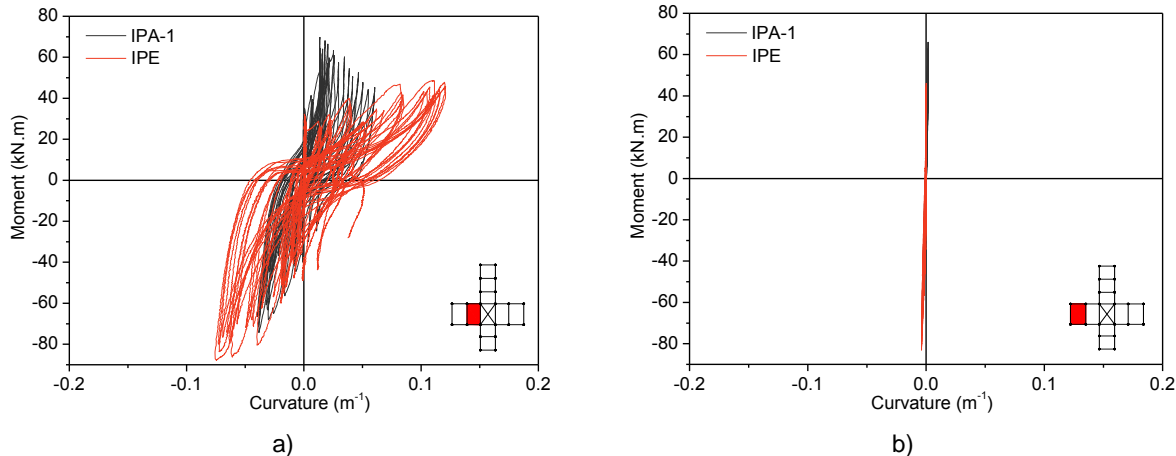
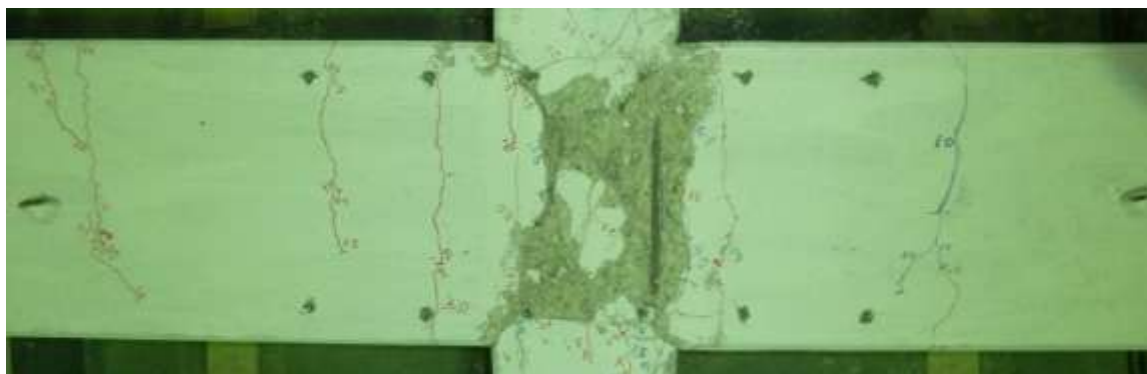


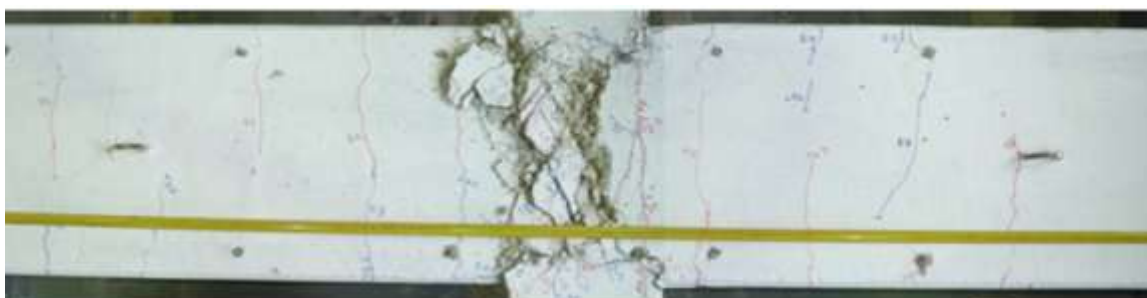
Figura 97 – Momento curvatura da viga esquerda IPE: a) primeiro nível da viga; b) segundo nível da viga.

7.4.5. Danos observados

O provete IPE obteve uma rotura pelo nó, tal como o provete IPA-1. Apesar das vigas do provete IPE possuírem menos dois varões longitudinais em relação ao provete padrão, este tem menor número de fissuras nas vigas (ver figura 98 a) e b)). O maior número de fissuras concentra-se no interior do nó, tal como o provete IPA-1.



a)



b)

Figura 98 – Dano observado nas vigas: a) Provete IPE; b) Provete IPA-1.

7.4.6. Comprimento de rótula plástica

O provete IPE possui nos quatro elementos, comprimentos de rótulas-plásticas ligeiramente inferiores às do provete IPA-1. A maior divergência ocorre no pilar inferior onde o provete IPE possui metade do comprimento de rótula plástica do provete IPA-1 (ver tabela 19).

Tabela 19 – Rótulas-plásticas dos elementos dos provetes IPA-1 e IPE

Provete	Pilar superior		Pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)
IPA-1	0,09	0,30	0,12	0,4	0,08	0,16	0,08	0,16
IPE	0,08	0,27	0,06	0,20	0,07	0,14	0,075	0,15

7.4.7. Discussão dos resultados

O facto do provete IPE possuir menor armadura de flexão nas vigas, condiciona o desempenho global do provete em termos de resistência. É notório que o esforço resistente ao longo da envolvente força-deslocamento é menor. Apesar de possuir uma rigidez inicial semelhante à do provete IPA-1, é mais sensível às tensões de tração nas faces que

dispõem de menor quantidade de armadura. A energia dissipada é igual em ambos os provetes, uma vez que o padrão de dano de ambos os provetes é idêntico. O maior amortecimento por parte do provete IPE está diretamente relacionado com a maior rotação dos elementos, nomeadamente das vigas. Tal facto é verificado no momento-curvatura, onde o momento resistente é significativamente menor no provete IPE e a curvatura é relativamente superior.

7.5. Armadura nervurada

A caracterização do desempenho das armaduras nervuradas consiste na comparação dos resultados do provete ID e do provete IPA-1.

7.5.1. Relação força – deslocamento

O provete ID destaca-se pela força resistente máxima atingida nos dois sentidos, 15% mais resistente que o provete padrão no sentido positivo e 27% no sentido negativo. Mantém durante o ensaio uma resistência superior à do provete IPA-1, exceto na fase inicial e no sentido positivo do deslocamento imposto (ver figura 99 a)).

Comparando as envolventes, o provete ID possui menor rigidez no sentido positivo até atingir a força máxima resistente. No sentido negativo, a rigidez inicial aparenta alguma similaridade entre os dois provetes (ver figura 99 b)).

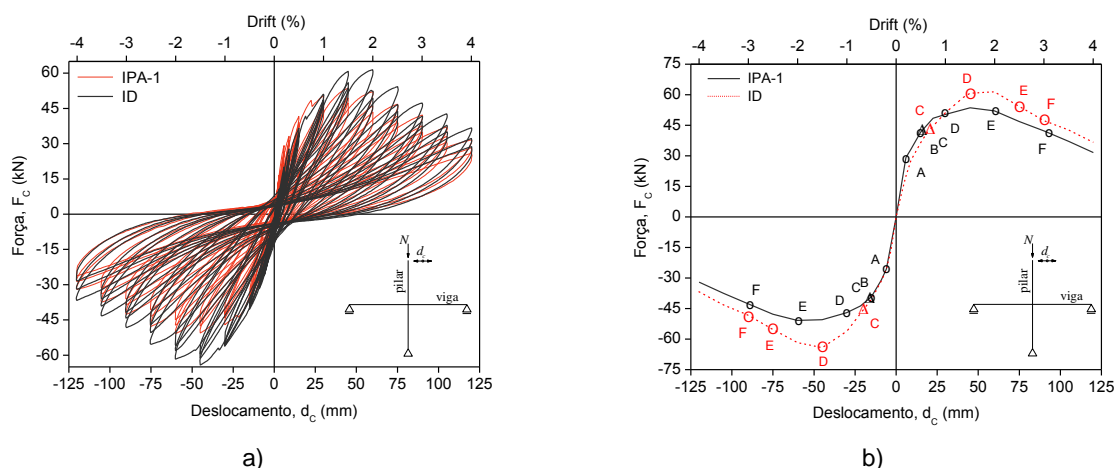


Figura 99 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-1 e ID: a) ciclos histeréticos; b) envolventes.

As primeiras fissuras diagonais no interior do nó iniciam-se mais tarde no provete com armadura nervurada, como também o destacamento de betão. A degradação da resistência em 20% ocorre no mesmo *drift* em ambos os provetes (ver figura 99 b)).

7.5.2. Energia dissipada

Na figura 100, observa-se que o provete ID, na fase inicial até ao *drift* de 1,5%, dissipa menos energia, aproximadamente 17% da energia dissipada pelo provete padrão. A partir daqui, inverte-se a situação com o provete ID a dissipar maior quantidade de energia, obtendo-se no *drift* de 4% cerca de mais 5,7% de energia dissipada que o provete IPA-1.

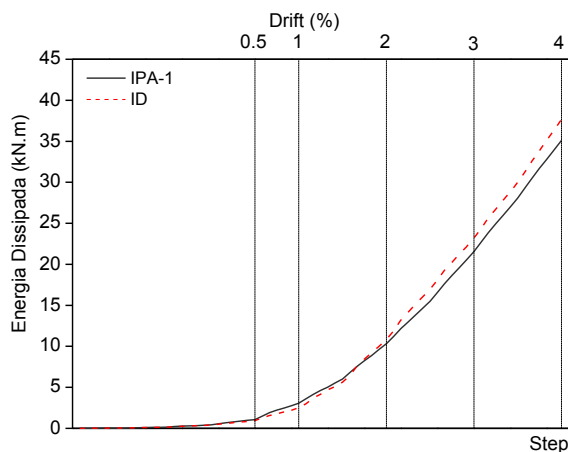


Figura 100 – Energia dissipada dos provetes IPA-1 e ID.

7.5.3. Amortecimento equivalente

Em relação ao amortecimento equivalente o provete ID, para valores de ductilidade inferior a 4, possui menos amortecimento que o provete IPA-1. No intervalo de ductilidade entre 4 e 6, o provete nervurado (ID) detém maior amortecimento. Em relação à ductilidade, o provete ID possui menos 21% que o provete padrão (ver figura 101).

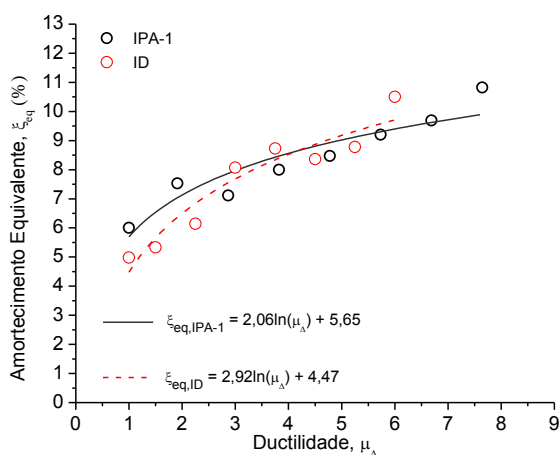


Figura 101 – Amortecimento - ductilidade dos provetes IPA-1 e ID.

7.5.4. Danos observados

O provete com armadura nervura (ID), apesar de colapsar por rotura do nó, apresenta uma maior distribuição das fissuras pelos seus elementos estruturais em relação ao provete padrão (ver figura 102 a) e b)). A maior aderência dos varões nervurados permite uma melhor uniformização do dano por todos os elementos estruturais.

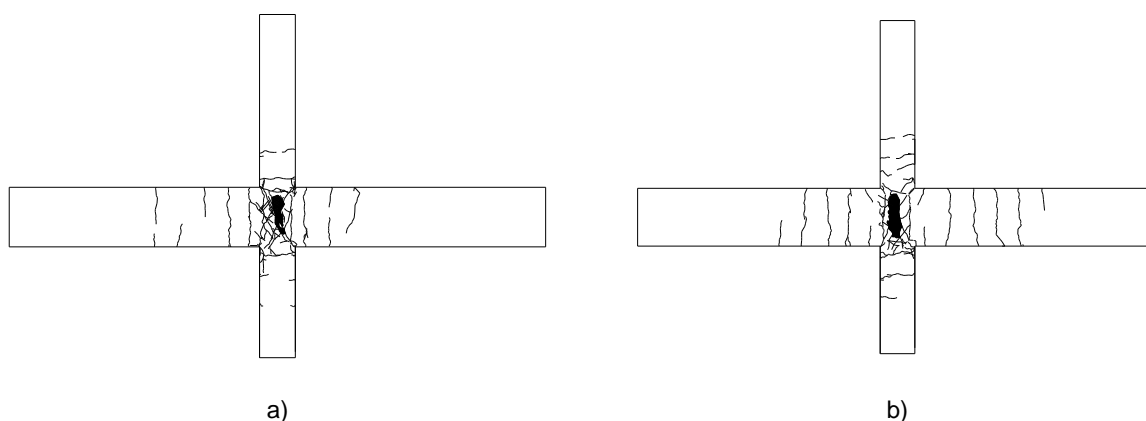


Figura 102 – Esquema do dano geral: a) Provete IPA-1; b) Provete ID.

7.5.5. Comprimento de rótula plástica

O provete ID desenvolveu rótulas plásticas mais concentradas, o provete IPA-1 possui comprimentos de rótula-plástica ligeiramente superiores, a maior diferença nos pilares ocorre no pilar superior onde o provete ID possui 1/3 do comprimento da rótula obtida no provete IPA-1 (ver tabela 20). Nas vigas a maior rótula-plástica surge na viga direita do provete ID.

Tabela 20 – Rótulas-plásticas dos elementos dos provetes IPA-1 e ID

Provete	Pilar superior		Pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)
IPA-1	0,09	0,30	0,12	0,4	0,08	0,16	0,08	0,16
ID	0,07	0,23	0,11	0,37	0,06	0,12	0,15	0,30

7.5.6. Discussão dos resultados

Os resultados obtidos para o provete ID, possuem algumas incoerências facilmente justificadas pelo carregamento descontrolado não previsto nem quantificado a que foi submetido. As maiores discordâncias ocorrem na face inicial onde o provete ID possui

menor rigidez inicial, menor energia dissipada e também menor amortecimento equivalente. Tudo indica que as fissuras existentes antes de começar o ensaio alteraram o comportamento do provete. Contudo, acrescenta-se que o provete além do sucedido possui no final do ensaio maior energia dissipada devido ao maior número de fissuras, menor ductilidade e em geral menores comprimento de rótula-plástica

7.6. Influência do pré-carregamento no ensaio

A influência do pré-carregamento no desempenho global dos provetes é estimada, cruzando os resultados dos provetes IPA-2 e IPA-1.

7.6.1. Relação força – deslocamento

A resistência inicial é similar nos primeiros ciclos do deslocamento imposto, a partir do *drift* de 0,5%, a resistência em cada um dos ciclos histeréticos do provete IPA-2 é significativamente maior, obtendo uma força resistente máxima de 113% da força máxima atingida pelo provete padrão. No último ciclo da lei de deslocamento, a força resistente de ambos os provetes tende a convergir para os 32 kN (ver figura 103 a)). O efeito de *pinching* é idêntico nos dois provetes.

As envolventes na figura 103 b) dos respectivos provetes possuem a mesma rigidez inicial e, a partir do início da fissuração nas vigas, o provete IPA-2 desenvolve maior rigidez na fase pós-cedência.

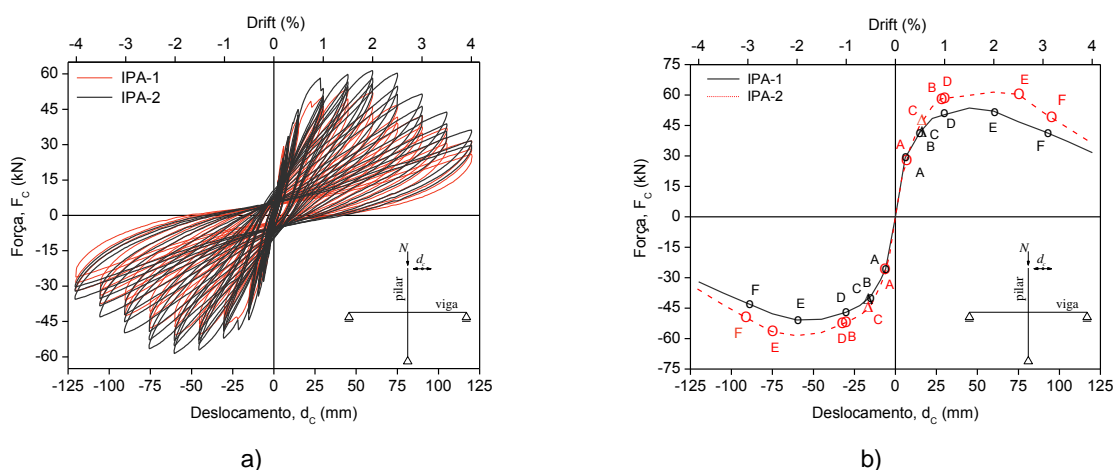


Figura 103 – Relação força-deslocamento dos provetes IPA-1 e IPA-2: a) ciclos histeréticos; b) envolventes.

A fissuração nas vigas inicia-se em ambos os provetes para o mesmo nível de *drift*, já o provete IPA-2 inicia a fissuração nos pilares mais tarde, e em simultâneo com as fissuras diagonais no interior do nó de ambos os provetes. O destacamento do betão ocorre mais

tarde no provete IPA-2, mas a redução da resistência em 20% em ambos os casos é próxima do *drift* de 3,1 % (ver figura 103 b)).

7.6.2. Energia dissipada

A evolução da energia dissipada pelos dois provetes começa a divergir a partir do *drift* de 0,5%. O provete IPA-2 dissipa mais 20% que o provete IPA-1 (ver figura 104).

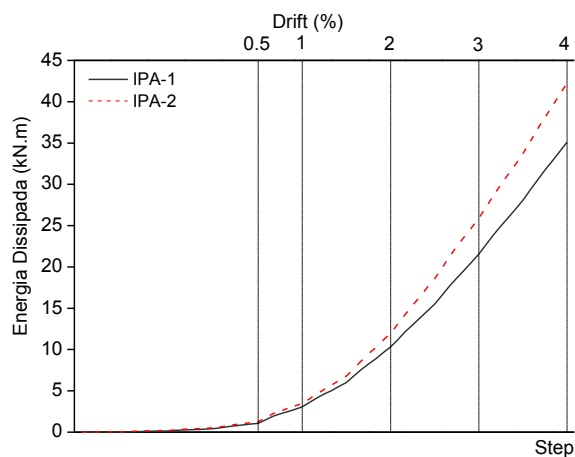


Figura 104 – Energia dissipada dos provetes IPA-1 e IPA-2.

7.6.3. Amortecimento equivalente

Os dois provetes possuem uma relação amortecimento equivalente-ductilidade praticamente igual (ver figura 105). Contudo, o provete IPA-2 apresenta mais 3,9% de amortecimento equivalente que o provete IPA-1. Em termos de ductilidade o provete IPA-2 obteve menos 2,6%.

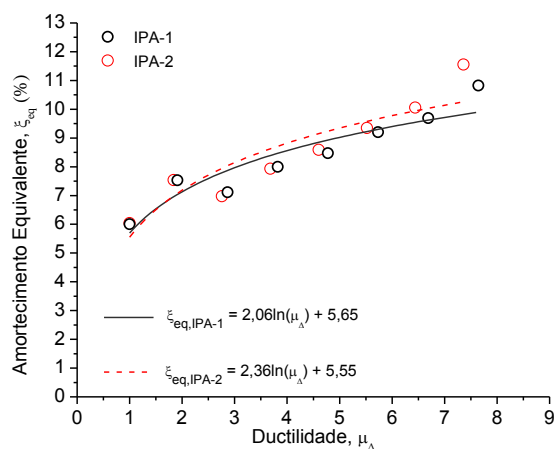


Figura 105 – Amortecimento - ductilidade dos provetes IPA-1 e IPA-2.

7.6.4. Momento – curvatura

O provete IPA-2, na viga esquerda, apresenta um comportamento idêntico ao obtido no provete padrão, o momento resistente máximo é 78kN·m e 87 kN·m no sentido positivo e negativo respectivamente, e atinge a curvatura máxima de 0,065 m⁻¹ e 0,045 m⁻¹ nos respectivos sentidos (ver figura 106 a)). Na viga direita, o provete IPA-2 difere do provete padrão, devido a má fixação de um dos pontos de medição dum sensor na secção em causa, a curvatura tende a manter-se sempre negativa (ver figura 106 b)). O momento máximo resistente, na viga direita, é 84 kN·m em ambos os sentidos, a curvatura máxima no sentido positivo é -0,06 m⁻¹, e no sentido negativo -0,1m⁻¹.

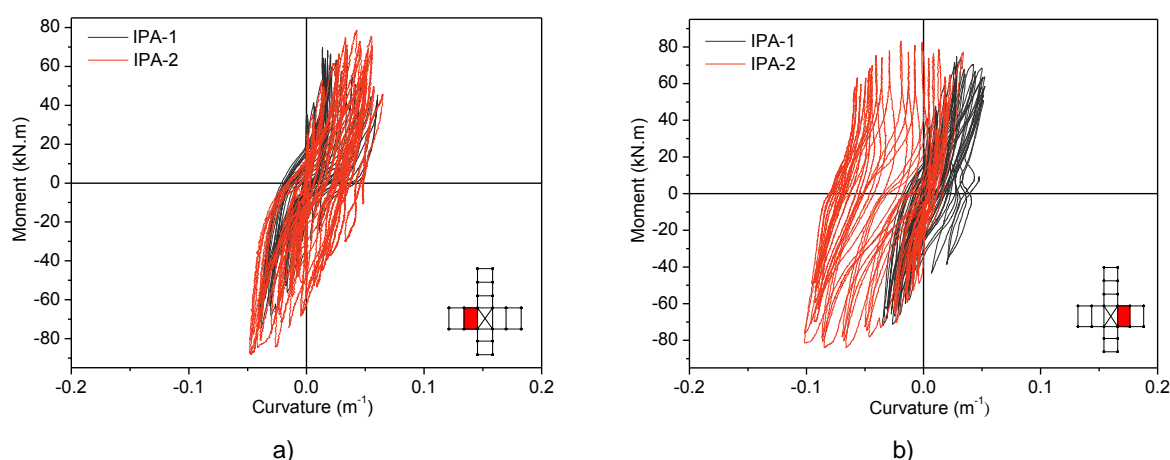


Figura 106 – Momento-curvatura das vigas do provete IPA-2: a) primeiro nível da viga esquerda; b) primeiro nível da viga direita.

Comparado os momentos-curvatura entre o provete padrão (IPA-1) e o provete IPA-2, e relativamente à viga esquerda, o provete IPA-2 possui maior curvatura nos dois sentidos, 7% no sentido positivo e 15% no sentido negativo. Em relação aos momentos resistentes, o provete padrão possui menos 11% no sentido positivo e menos 16% no sentido negativo (ver figura 106 a)). Já em relação à viga direita, e em termos de resistência o provete padrão (IPA-1) possui menos 17% no sentido negativo, e menos 13% no sentido positivo (ver figura 106 b)).

7.6.5. Danos observados

Os provetes IPA-2 e IPA-1 apresentam, praticamente, as mesmas fissuras nos elementos estruturais e no interior do nó (ver figura 107 a) e b)). Ambos obtiveram o colapso por rotura do nó.

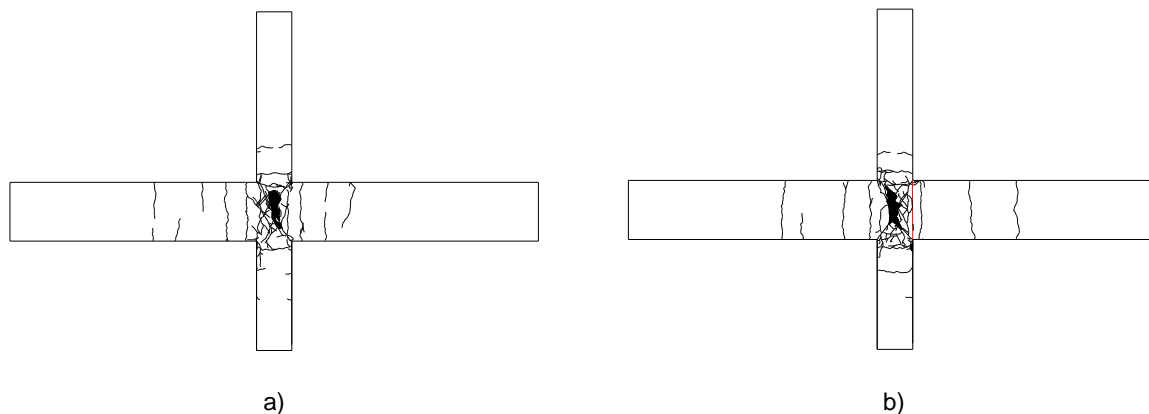


Figura 107 – Esquema do dano geral: a) Provete IPA-1; b) Provete IPA-2.

7.6.6. Comprimento de rótula plástica

Ambos os provetes apresentam rótulas plásticas idênticas nos pilares, a maior divergência verifica-se nas rótulas ocorridas nas vigas. O provete IPA-2 possui nas vigas menos de metade dos comprimentos das rótulas-plásticas que surgiram nas vigas do provete IPA-1 (ver tabela 21).

Tabela 21 – Rótulas-plásticas dos elementos dos provetes IPA-1 e IPA-2

Provete	Pilar superior		Pilar inferior		Viga esquerda		Viga direita	
	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)
IPA-1	0,09	0,30	0,12	0,4	0,08	0,16	0,08	0,16
IPA-2	0,09	0,30	0,15	0,5	0,04	0,08	0,015	0,03

7.6.7. Evolução da pré-carga

A pré-carga aplicada nas extremidades das vigas do provete IPB-2 no início do ensaio, diminuiu com o evoluir do ensaio, aproximando-se da força de reação vertical medida na base do pilar inferior (sem esforço axial) do provete IPA-1 (ver figura 108).

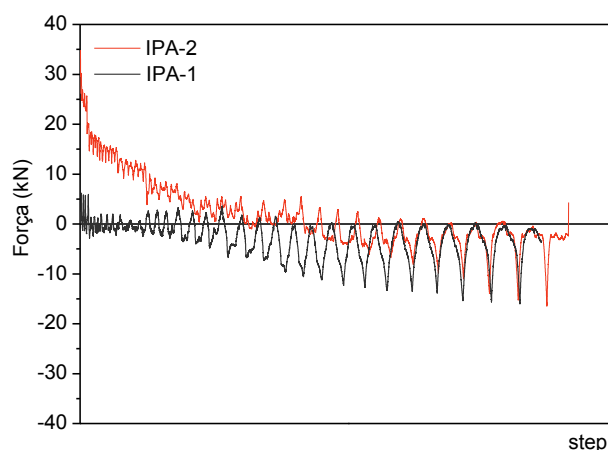


Figura 108 – Evolução da reação nas vigas do provete IPA-2 e IPA-1.

7.6.8. Discussão dos resultados

O maior ganho de resistência que o provete IPA-2 apresenta deve-se exclusivamente à resistência do betão ($f_{cm(IPA-2)} = 30,9 \text{ Mpa}$), que é superior à do provete IPA-1 ($f_{cm(IPA-1)} = 19,5 \text{ Mpa}$). O facto de o betão equivaler a um C25/30 em vez do C16/20 permite maiores tensões resistentes de aderência entre o aço e o betão, nomeadamente em termos de atrito, minimizando o efeito de escorregamento da armadura. Por tal, o provete consegue mobilizar maior capacidade resistente por parte das armaduras em termos de flexão, como se verifica, no momento-curvatura alcançado pelo provete IPA-2. Em relação à fissuração nas vigas, estas surgem em ambos os provetes no mesmo nível de *drift* e para a mesma força. Este facto pode dever-se ao pré-carregamento na extremidade das vigas que fragilizou as zonas tracionadas. Mas pode dever-se também à pequena diferença da tensão de tração do betão em ambos os provetes (1 MPa). Já a fissuração nos pilares inicia-se mais tarde e para forças superiores no provete IPA-2. A cedência do provete surge em ambos os provetes no mesmo valor de *drift*, mas para uma força superior no provete IPA-2. O destacamento de betão ocorre mais tarde no provete IPA-2, devido à maior resistência do provete. O dano observado é idêntico em ambos os provetes, o que não justifica o maior amortecimento nem a maior energia dissipada do provete IPA-2.

Em relação à pré-carga, o facto de a secção transversal das vigas perderem rigidez, devido à fissuração, fez com que a pré-carga diminui-se rapidamente com o evoluir do *drift* aplicado, não tendo qualquer influência na resposta do provete IPA-2.

8. CONCLUSÕES E POSSÍVEIS AÇÕES DE DESENVOLVIMENTO FUTURO

8.1. Conclusões

As estruturas reticuladas construídas em betão armado com armadura lisa, solução tipicamente adoptada nos edifícios construídos até a década de 70 do século passado, podem ter um desempenho limitado perante solicitações dinâmicas, como as induzidas pelos sismos. As ligações viga-pilar, denominadas correntemente como nós, podem sofrer danos consideráveis quando as estruturas são solicitadas por acções sísmicas. Isto justifica-se pela capacidade limitada destes nós em resistirem às exigências desenvolvidas para os movimentos cíclicos impostos. A partir de certos níveis de deformação imposta, os mecanismos de aderência aço-betão degradam-se ocorrendo o fenómeno do escorregamento das armaduras.

Nesta dissertação realizou-se o estudo de nós interiores planos. Foram construídos e ensaiados seis provetes com diferentes pormenores construtivos tradicionalmente usados na prática construtiva naquela época, possibilitando o estudo da influência relativa no comportamento global dos nós viga-pilar.

Com base numa análise global dos resultados obtidos, observou-se para os seis provetes uma resposta global (em termos de resistência, energia dissipada, etc.) próxima para as solicitações cíclicas impostas.

As emendas da armadura nos pilares (provetes IPB e IPD) não se revelaram condicionantes para a resposta do nó viga-pilar. Nestes provetes, a emenda dos seis varões que constituem a armadura do pilar superior induzem uma distribuição do dano numa maior extensão do pilar, com uma maior energia dissipada associada, e também com maiores exigências de deformação. As emendas nos pilares não afetaram a resistência máxima, nem induziram rotura prematura do pilar onde esta se localiza.

As emendas da armadura longitudinal nas vigas (proвете IPD) não influenciaram a resistência destes elementos, mas sim o padrão de distribuição dos danos, pois a duplicação da armadura que atravessa o nó, torna-o mais resistente, concentrando os danos nos pilares.

Para o provete IPE, com armadura a 45° na viga, a menor quantidade de armadura longitudinal inferior nas vigas junto ao nó, produz uma redução na resistência e antecipa o início da fissuração nas vigas. Como consequência, produz-se um maior amortecimento equivalente. O padrão final de dano e o modo de rotura não é significativamente alterado com este pormenor construtivo.

A resistência do provete com armadura lisa (IPA-1) é inferior à correspondente no provete com armadura nervurada (ID), devido por um lado à melhor aderência dos varões nervurados, mas também à maior resistência do aço destes varões (A400 NR). A armadura nervurada impôs uma distribuição do dano numa maior extensão de todos os elementos (pilares e vigas).

A consideração dos esforços iniciais nas vigas (que simulam o carregamento quase-permanente nas vigas) não produziu significativas alterações no comportamento global do provete (IPA-2). Apesar da solicitação inicial nas vigas antecipar o início da fissuração no correspondente sentido de carregamento, não se observaram diferenças significativas na resposta global do provete.

Apesar das conclusões alcançadas com este estudo, reconhece-se que a vulnerabilidade das estruturas reticuladas de edifícios com armadura lisa não é apenas condicionada pelo desempenho das secções dos elementos estruturais, dos nós, da pormenorização das armaduras, mas também é em muito influenciada por aspectos associados ao comportamento global dos edifícios, nomeadamente pela distribuição da rigidez, resistência e massa, em planta e em altura.

8.2. Possíveis ações de desenvolvimento futuro

Tendo em conta o trabalho desenvolvido nesta campanha de ensaios para caracterizar o desempenho das ligações viga-pilar (nós), e face aos resultados alcançados e às conclusões obtidas, propõe-se a extensão desta campanha de ensaios, de forma a explorar outras variáveis que possam influenciar o comportamento dos nós viga-pilar, destacando-se:

- Explorar de forma mais exaustiva a influência do esforço axial no pilar no comportamento global dos provetes, e em particular do próprio nó;
- Estudar de forma mais abrangente a influência das dimensões das secções dos pilares e das vigas no desempenho global do provete e do nó;
- Investigar o desempenho das ligações viga-pilar com e sem armadura transversal no interior do nó;

- Analisar a influência da percentagem de armadura longitudinal de flexão nas vigas e nos pilares sobre o comportamento cíclico dos nós;
- Analisar a influência da redução de secção do pilar.

Outros trabalhos a desenvolver poderão passar pela proposta e análise de soluções de reforço, viáveis tecnicamente e económicas, para melhorar o desempenho sísmico deste tipo de ligação viga-pilar.

Por fim, devem desenvolver-se em trabalhos futuros a modelação numérica das ligações via-pilar, recorrendo a ferramentas de análise não linear. A calibração de modelos com base em resultados experimentais permitirá desenvolver análises paramétricas que ajudem a melhor entender o comportamento dos elementos de betão armado com armadura lisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Lopes, M., *Sismos e Edifícios*. 1ª Edição, ed. orion. 2008: Recomendado pela Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica.
2. RSEP, *Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes* 1961: Aprovado pelo Decreto nº 44041 de 18 de Novembro.
3. REBA, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado*. 1967, Aprovado pelo Decreto nº 47723, Diário da Republica.
4. REBAP, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*. 1983, Aprovado pelo Decreto-Lei nº 349-C/83, Diário da Republica.
5. CEN, *Eurocódigo 2 : Projecto de estruturas de betão*, in *Parte 1-1:Regras gerais e regras para edifícios*. 2004, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
6. Lima, J.D.A.E., Monteiro, V. e Mun, M., *Esforços Normais e de Flexão REBAP-1983*: . 6ª edição, ed. L.N.E. Civil. 1983, Lisboa.
7. Coutinho, A.D.S., *Fabrico e propriedades do betão* 4ª Edição, ed. L.N.E. Civil. Vol. 1. 2006. 401.
8. Fernandes, R.M. e Debs, A., *A influência das acções repetidas na aderência aço-concreto*. 2005, Universidade de São Paulo: São Carlos.
9. Varum, H., *Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings*. 2003, Universidade de Aveiro: Aveiro.
10. Fabbrocino, G., Verderame, G. e Manfredi, G., *Experimental behaviour of anchored smooth rebars in old type reinforced concrete buildings*. 2005, Engineering Structures. p. 1575-1585.
11. Feldman, L.R. e Bartlett, F.M., *Bond strength variability in pullout specimens with plain reinforcement*. ACI Structural Journal, 2005. vol. 102: p. 860-867.
12. Verderame, G.M., Ricci, P., Carlo, G.D. e Manfredi, G., *Cyclic bond behaviour of plain bars. Part I: Experimental investigation. Construction and Building Materials*. 2009. p. 3499-3511.

13. Liu, A. e Park, R., *Seismic behaviour and retrofit of pre-1970's as-built exterior beam-column joints reinforced by plain round bars. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. 2001.
14. Pampanim, S., Calvi, G.M. e Moratti, M., *Seismic behaviour of RC beamcolumn joints designed for gravity loads*, in *Actas do 12th World Conference on Earthquake Engineering*. 2000: Nova Zelândia.
15. Verderame, G.M., Fabbrocino, G. e Manfredi, G., *Seismic response of r.c. columns with smooth reinforcement. Part II: Cyclic tests Engineering Structures*. 2008. p. 2289-2300.
16. Pinto, A.V., Varum, H. e Molina, J., *Experimental Assessment and Retrofit of Full-Scale Models of Existing RC Frames*, in *Actas do 12th European Conference on Earthquake Engineering*. 2002: Londres.
17. Pinto, A.V., Verzeletti, G., Molina, J., Varum, H., Pinho, R. e Coelho, E., *Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames). EUR Report No. 20244 EN, ELSA, JRC, EC, Ispra, Itália*. 1999.
18. Pampanin, S., Calvi, G. e Moratti, M., *Seismic behaviour of RC beam-column joints designed for gravity loads*, in *12th European Conference on Earthquake Engineering*. 2002: London, England.
19. Alva, G.M.S., *Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas*. 2004, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo: São Carlos. p. 218.
20. Haach, V.G., *Análise teórica-experimental da influência da força normal em nós de pórtico externos de concreto armado*. 2005, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo São Carlos.
21. Melo, J., *Influência do escorregamento na resposta cíclica de elementos de BA*. 2003, Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil: Aveiro. p. 105.
22. Fernandes, C., Melo, J., Varum, H. e Costa, A., *Comportamento cíclico de nós viga-pilar com armadura lisa*, in *VI Congresso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras*. 2010: Córdoba, Argentina.

23. Fernandes, C., Melo, J., Varum, H., Rodrigues, H., Costa, A. e Arêde, A., *Caracterização do comportamento cíclico em flexão de elementos de BA com armadura lisa*, BE2010 – Encontro Nacional Betão Estrutural. 2010: Lisboa.
24. Fernandes, C., Melo, J., Varum, H. e Costa, A., *Cyclic behavior of a two-span rc beam built with plain reinforcing bars*. Periodica Polytechnica, 2011.
25. Bing, L. e Tran, C.T.N., *Seismic Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Vertically Distributed Reinforcement*. ACI Structural Journal/November-December 2009, 2009.
26. Pinheiro, L.M. e Muzardo, C.D., *Aderência e ancoragem*. 2003, Universidade de São Paulo: São Carlos. p. 16.
27. Leonhardt, F. e Mönning, E., *Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado*. 1977: Rio de Janeiro.
28. Oliveira-Filho, J., *Estudo teórico-experimental da influência das cargas cíclicas na rigidez das vigas de concreto armado*. 2005, Universidade de São Paulo: São Carlos. p. 212.
29. Fernandes, R.M., *Influência das acções repetidas na aderência aço-betão*. 2000, Universidade de São Paulo: São Carlos. p. 154.
30. Tassios, T.P., *Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions*. 1979, CEB, Bulletin d'Information, AICAP-CEB Symposium, Structural Concrete Under Seismic Actions. p. 67-122.
31. Popov, E.P., *Bond and anchorage of reinforcing bars under cyclic loading*. ACI Journal, 1984: p. p.340-49.
32. Parker, R. e Paulay, T., *Shear strength with reinforced concrete beam-column joints*. 1975. p. p. 53-57.
33. Hwang, S.J. e Lee, H.J., *Analytical model for predicting shear strengths of exterior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance*. ACI Structural Journal, 1999: p. 654-664.
34. Bakir, P.G. e Boduroglu, H.M., *A new design equation for predicting the joint shear strength of loaded exterior beam-column joints*. Engineering Structures, 2002: p. 1105-1117.

35. Hegger, S.J., Sherif, A. e Roeser, W., *Nonseismic desingn of beam-column joints*. ACI Structural Journal, 2003: p. 654-664.
36. Soroushian, P., Choi, K.B., Park, G.H. e Aslani, F., *Bond of deformed bars to concrete: effects of confinement and strength of concrete*. ACI Materials Journal, 1991: p. 227-232.
37. Álvares, M.S., *Contribuição ao estudo e emprego de modelos simplificados de dano e plasticidade para a análise de estruturas de barras em concreto armado*. 1999, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo: São Carlos. p. 113.
38. Chopra, A.K., *Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering*. 1995, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
39. Barbosa, L.A.G. e Almeida, P.A.O., *Nós de pórtico em estruturas de concreto armado*, Congresso Brasileiro do Concreto. 2001, IBRACON: Foz do Iguaçu. p. 16.
40. NP-EN 933, *Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 1: Análise granulométrica. Método de peneiração*. 2000.
41. NP-EN 1097, *Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 6: Determinação da massa volúmica e da absorção de água*. 2003.
42. EN-ISO 6892, *Metallic materials. Tensile testing. Part 1: Method of test at room temperature*. 2009.
43. RBA, *Regulamento do betão Armado*. 1935, Aprovado pelo Decreto nº 25:948.
44. Priestley, M., Calvi, G. e Kowalsky, M., *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS PRESS, Pavia, Italy. 2007. p. 721.

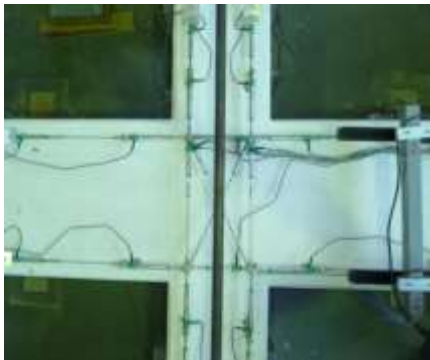
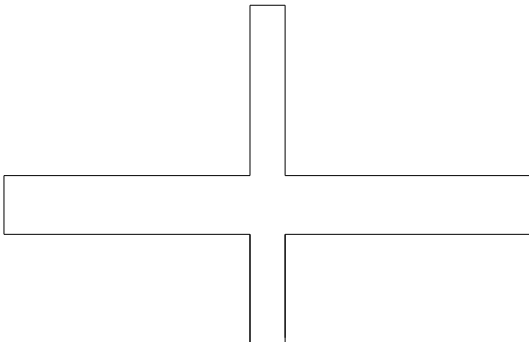
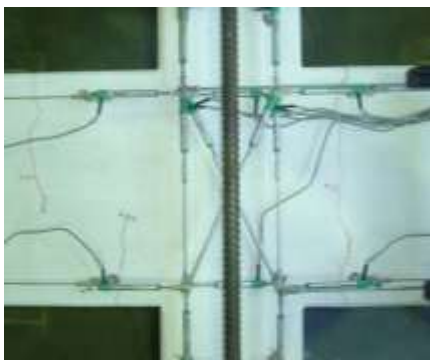
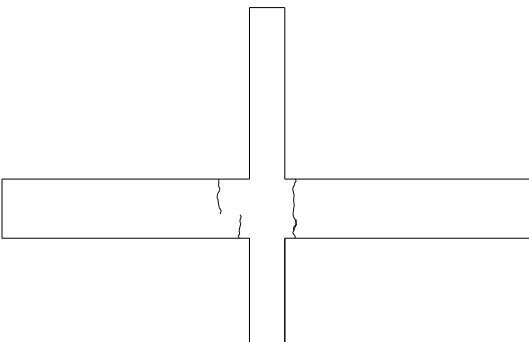
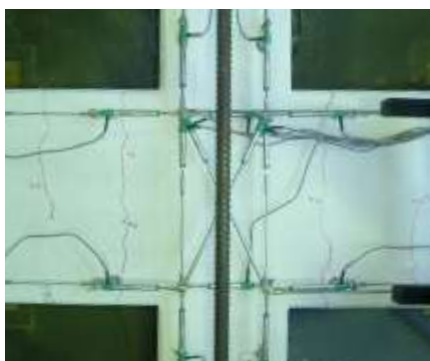
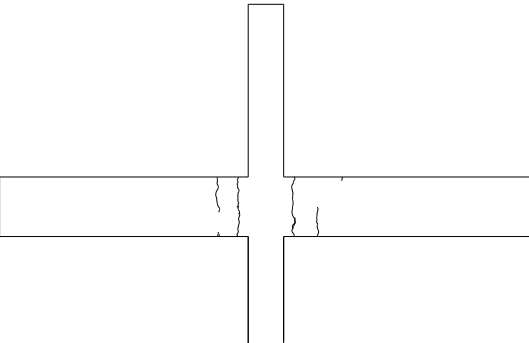
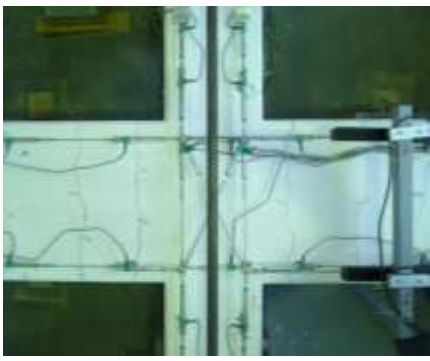
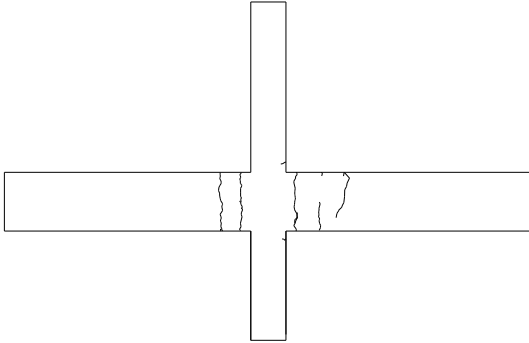
ANEXOS

**EXPÕEM A EVOLUÇÃO DOS DANOS VISUALMENTE OBSERVADOS
NOS VÁRIOS NÍVEIS DE *DRIFT* DA LEI DE DESLOCAMENTO
APLICADA NOS ENSAIOS DOS PROVETES.**

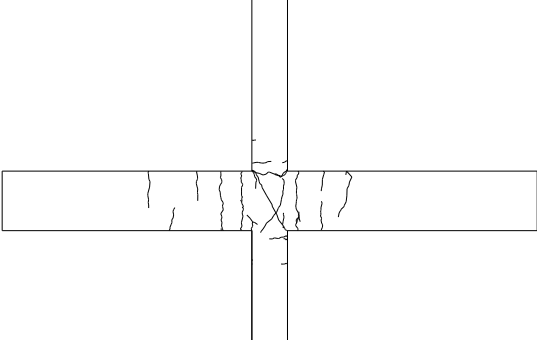
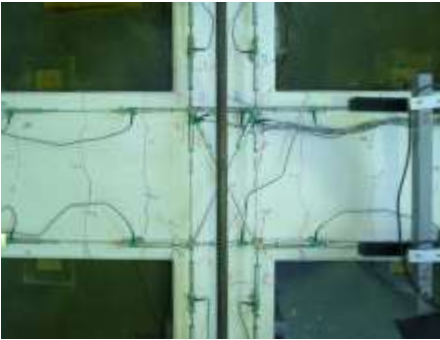
Anexo 1 – Provete IPA-1

Tabela 22 – Danos observados por *drift* (IPA-1)

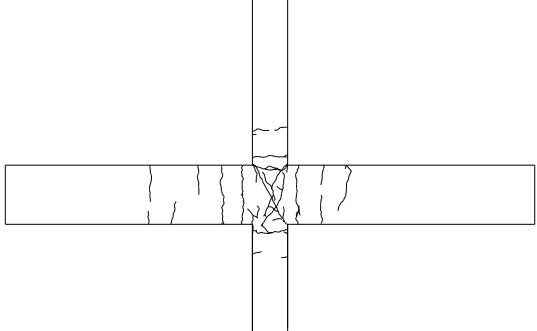
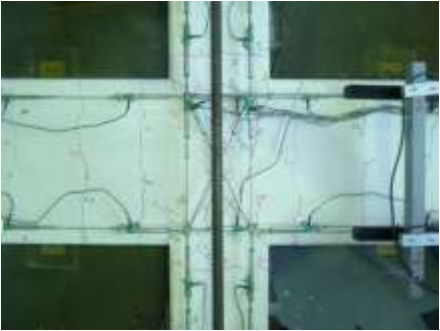
(1 de 3)

Provete IPA-1		
Imagem	Esquema	<i>drift</i>
		0,1%
		0,2%
		0,3%
		0,5%

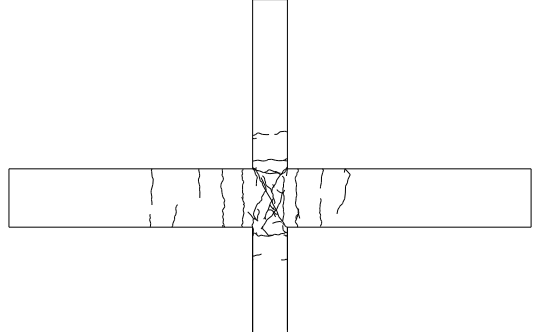
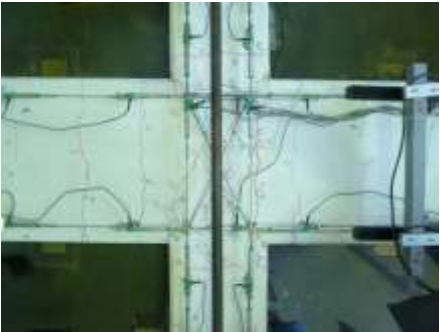
(2 de 3)



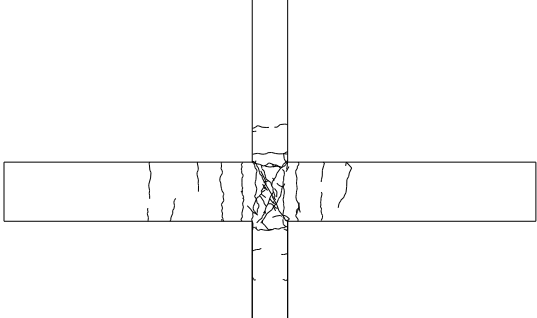
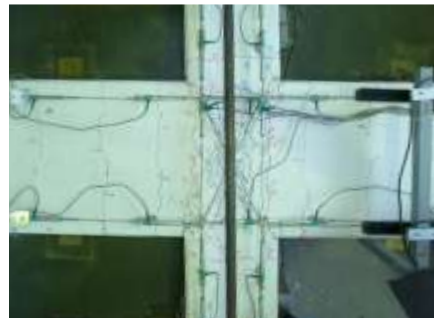
1%



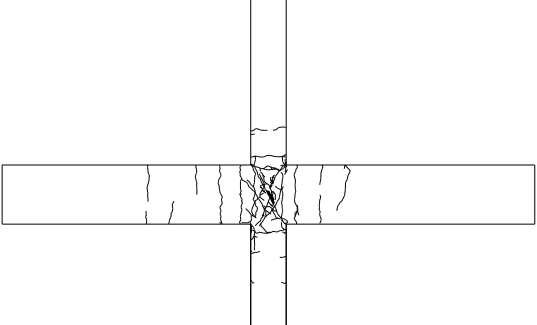
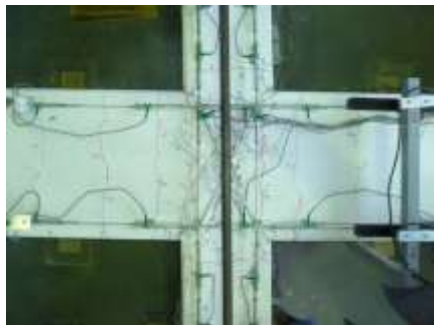
1,5%



2%



2,5%



3%

(3 de 3)


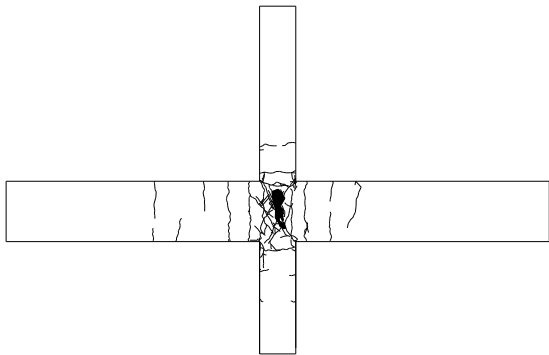

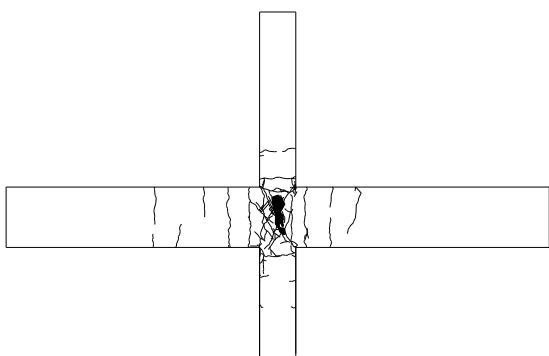
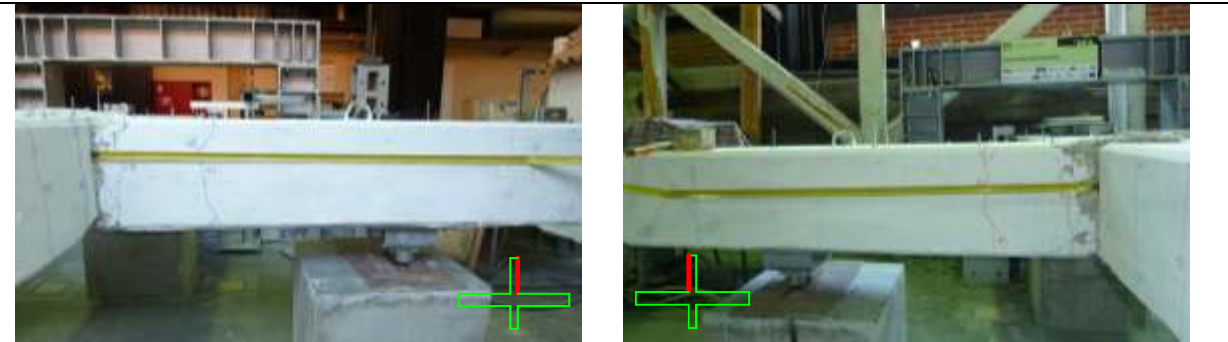
		3,5%
		4%

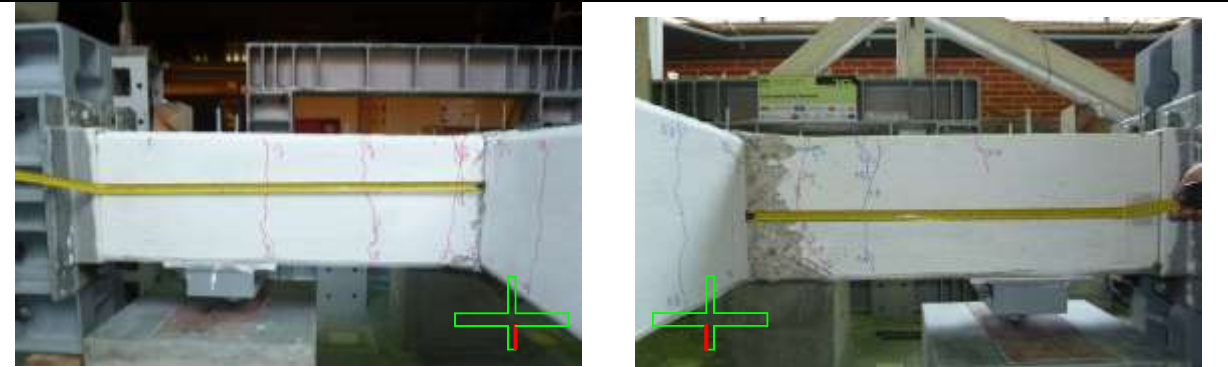
Tabela 23 – Estado do dano final nos elementos (IPA-1)

(1 de 2)

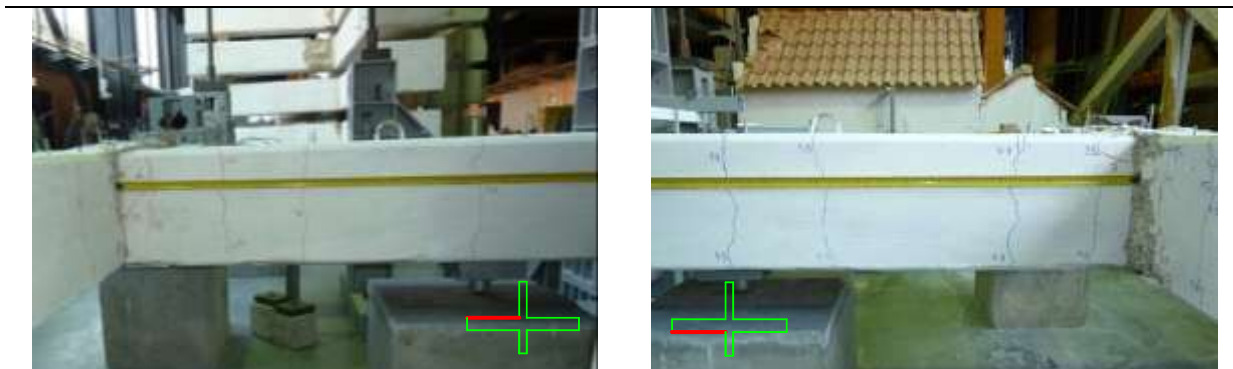
Pilar superior



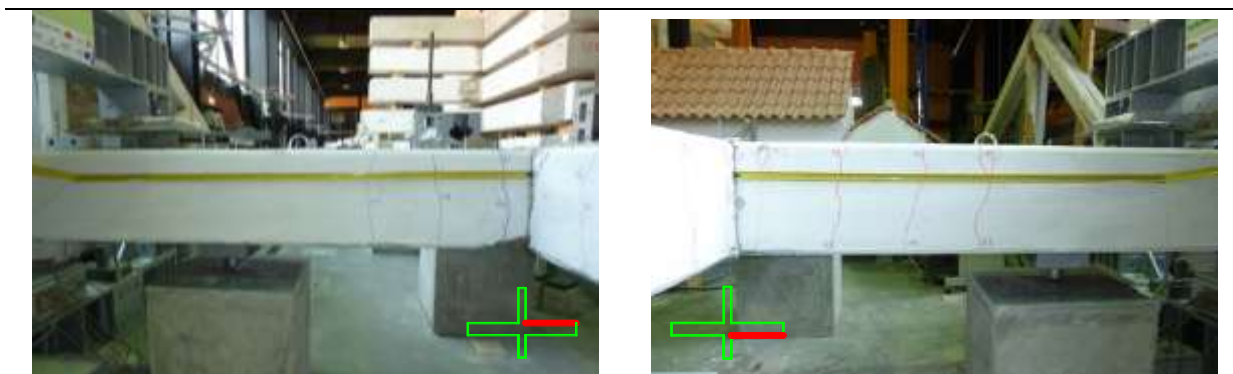
Pilar inferior



Viga esquerda



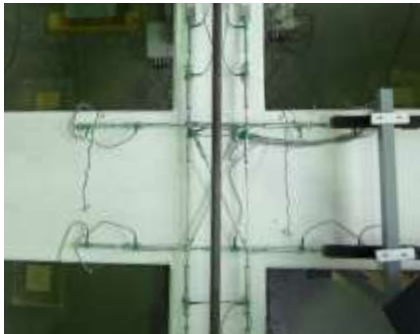
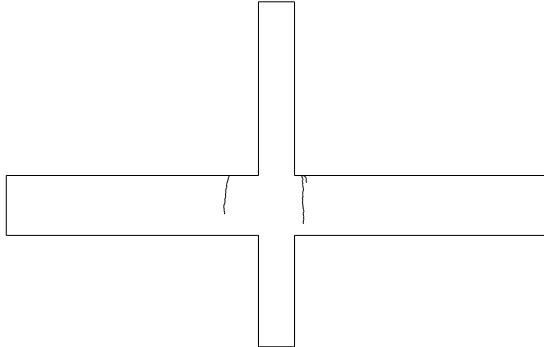
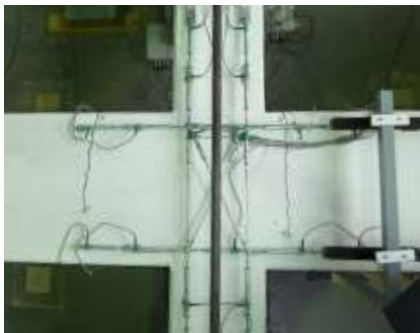
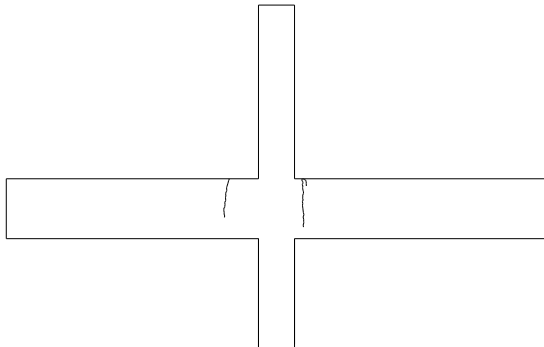

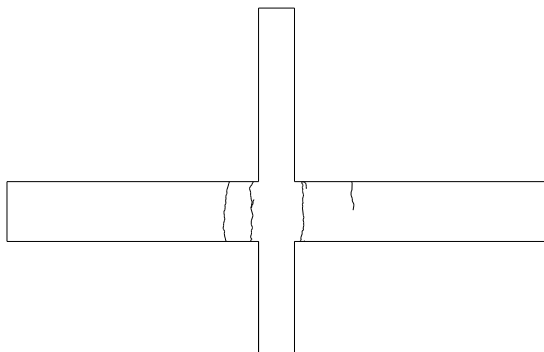

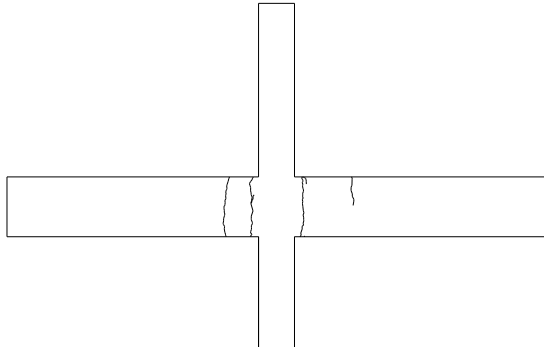
Viga direita




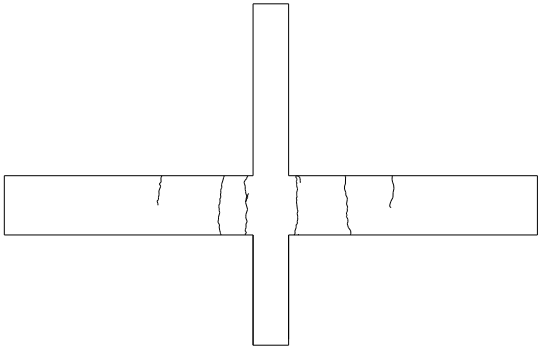

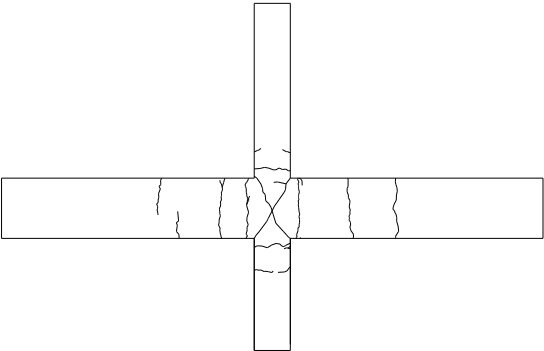

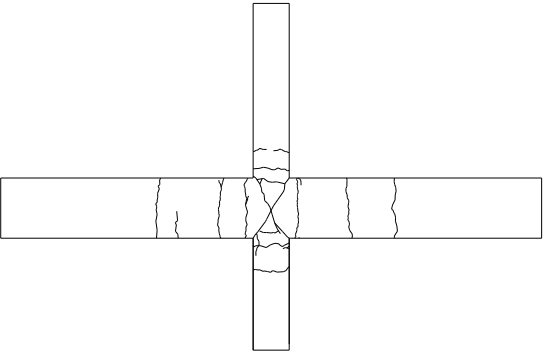

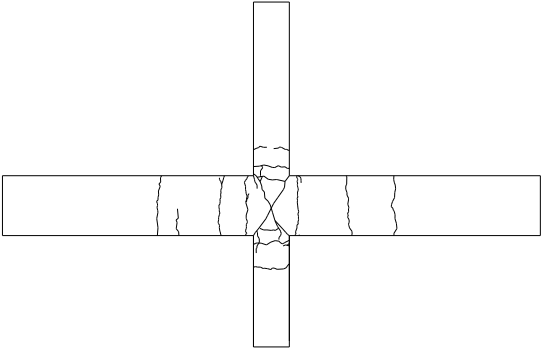

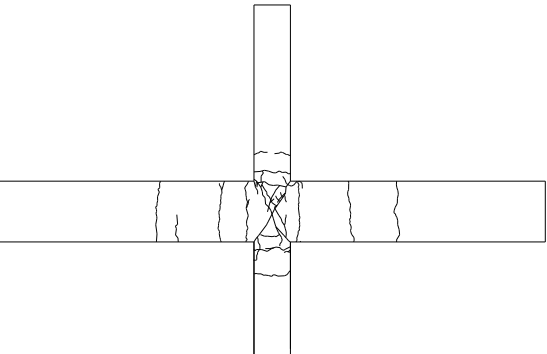
Anexo 2 – Provete IPA-2

Tabela 24 – Danos observados por *drift* (IPA-2)

(1 de 3)

Provete IPA-2		
Imagem	Esquema	<i>drift</i>
		0,0%
		0,1%
		0,2%
		0,3%

(2 de 3)

		0,5%
		1%
		1,5%
		2%
		2,5%

(3 de 3)

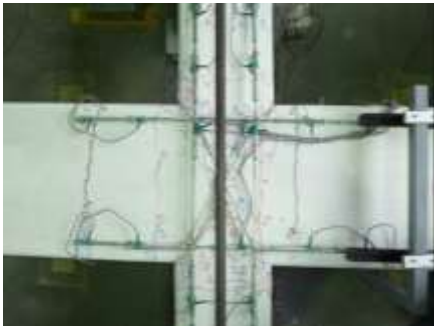
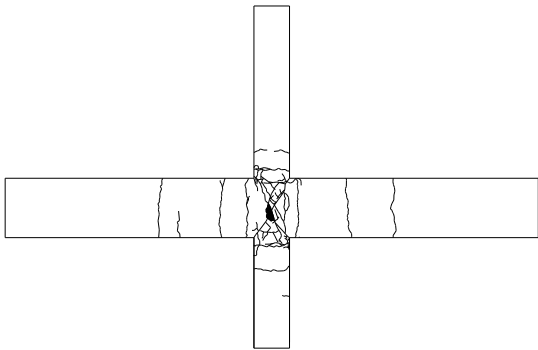
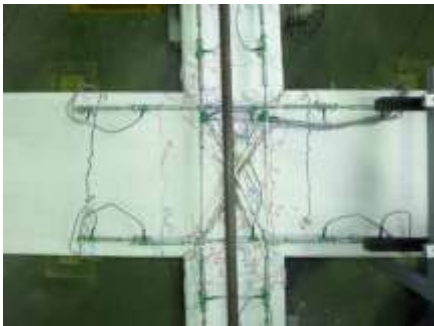
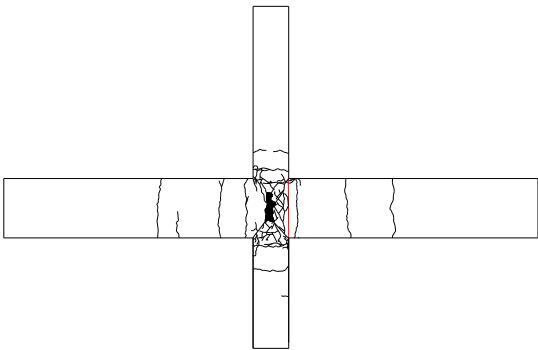
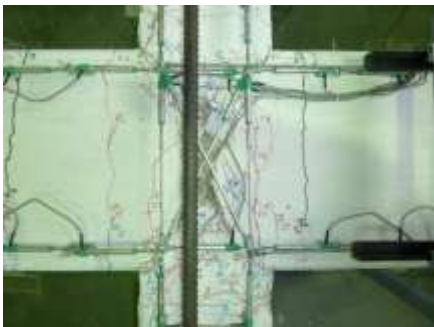
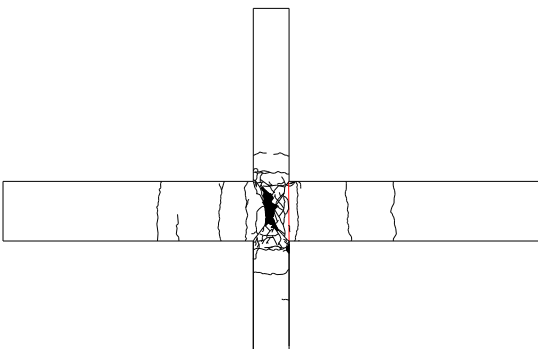
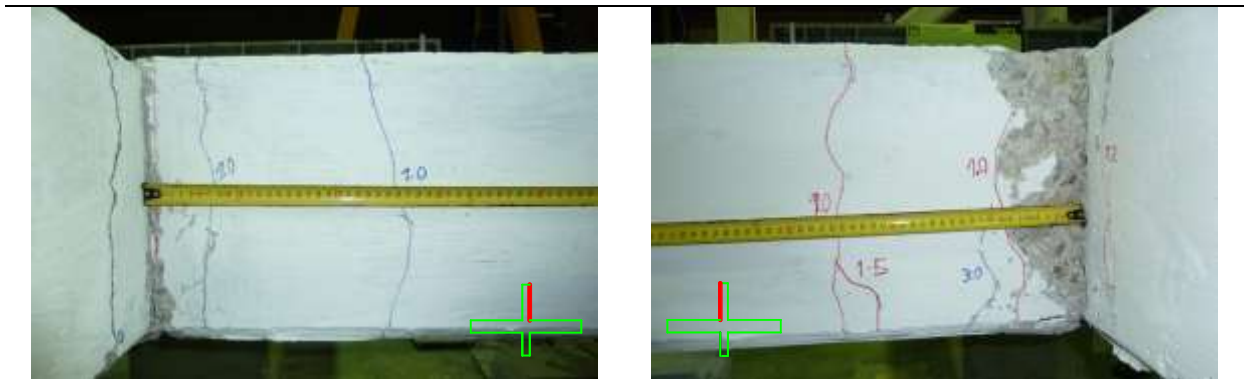
		3%
		3,5%
		4%

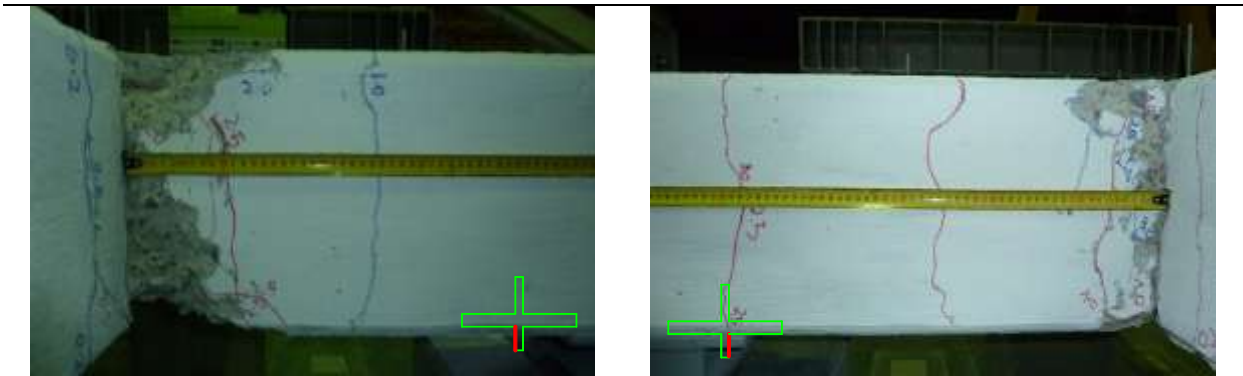
Tabela 25 - Estado do dano final nos elementos (IPA-2)

(1 de 2)

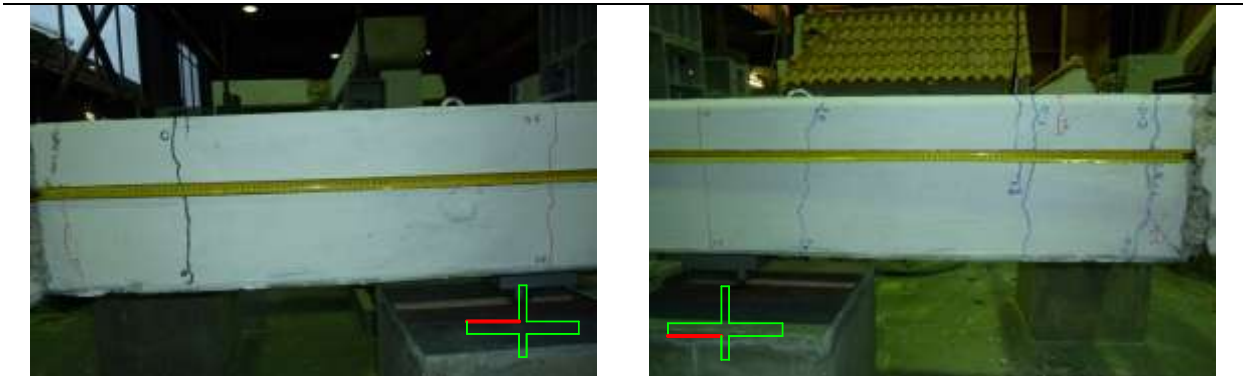
Pilar superior



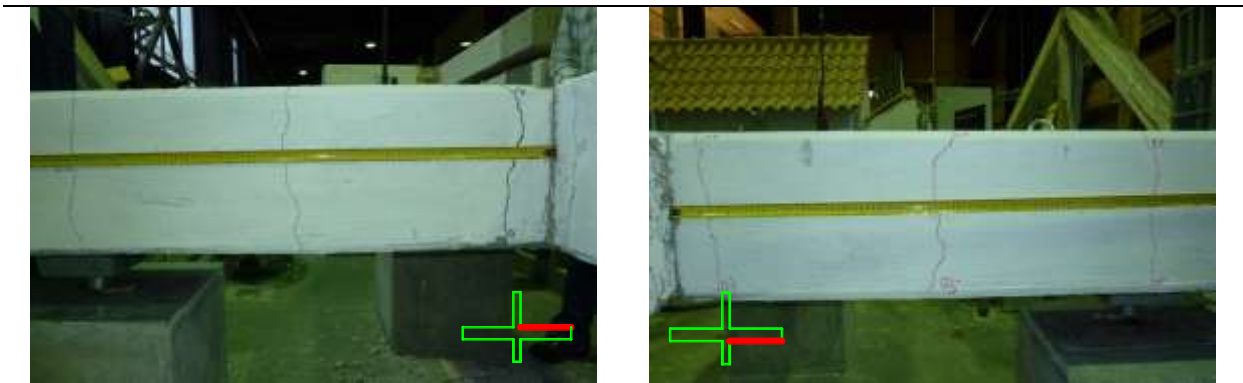
Pilar inferior



Viga esquerda



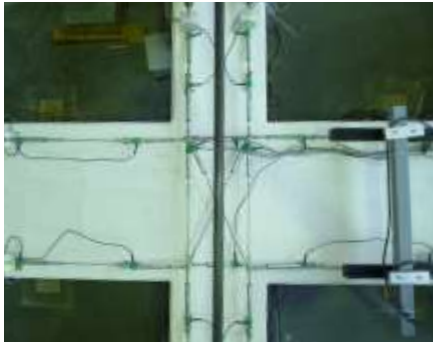
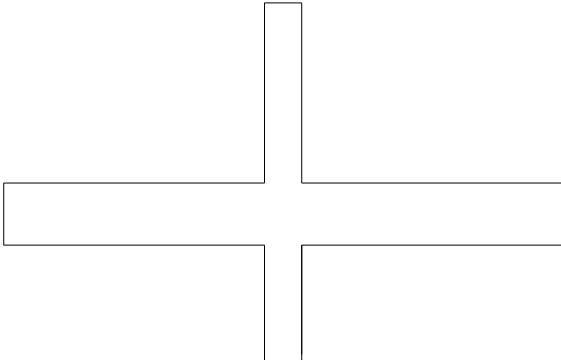
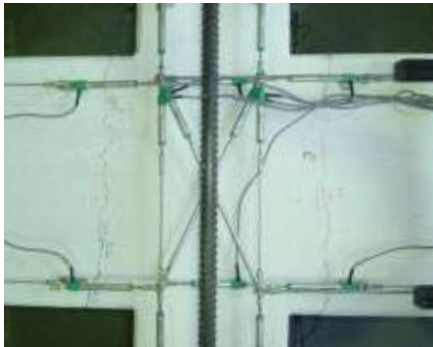
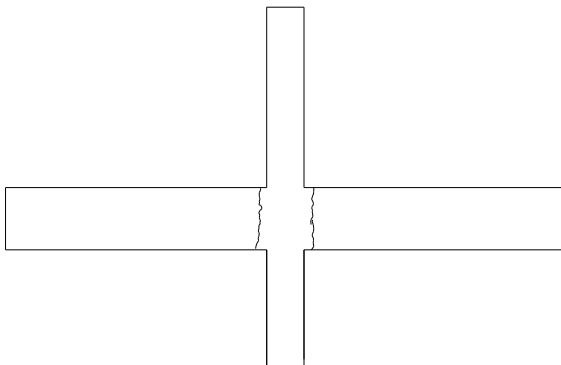
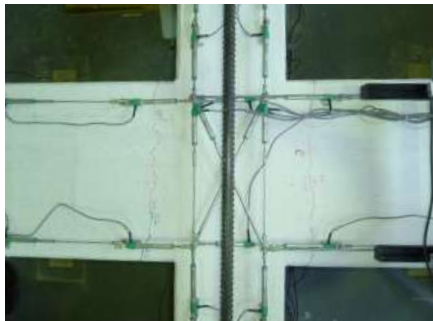
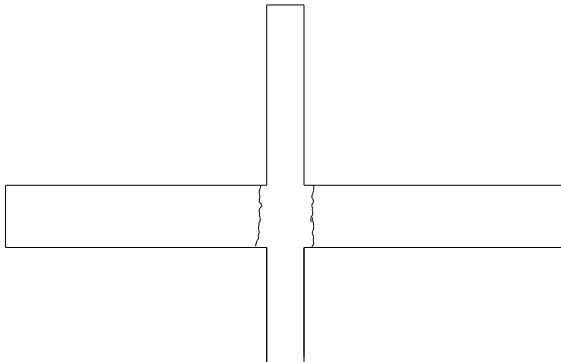
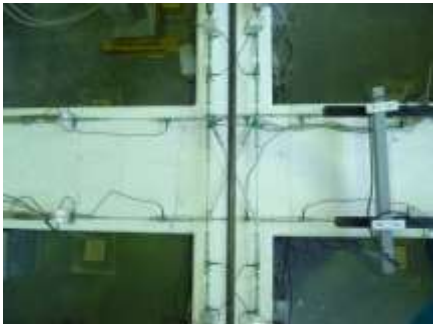
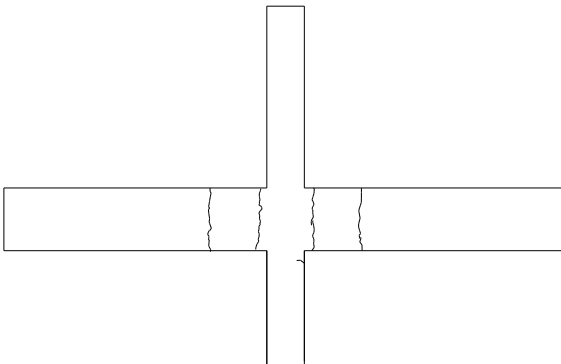
Viga direita



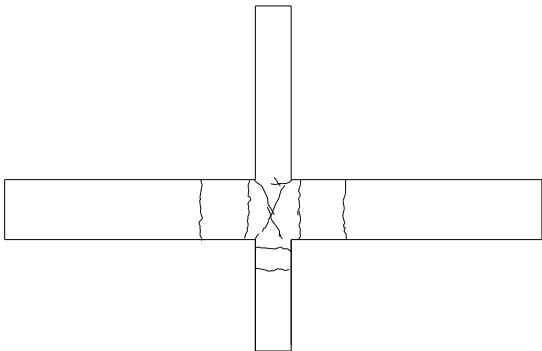
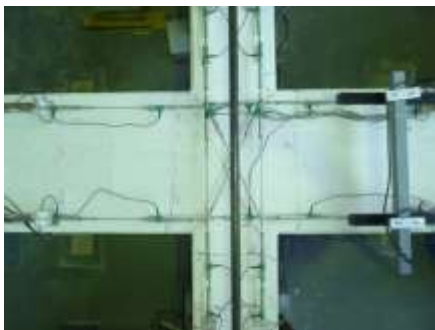
Anexo 3 – Provete IPB

Tabela 26 – Danos observados por *drift* (IPB)

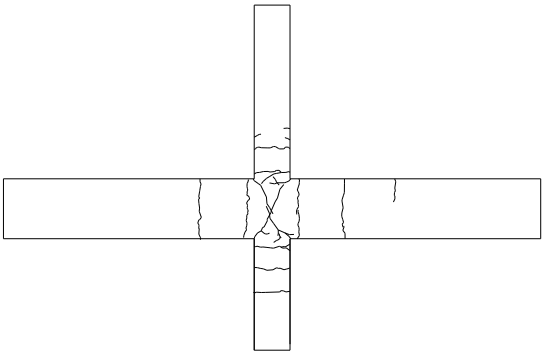
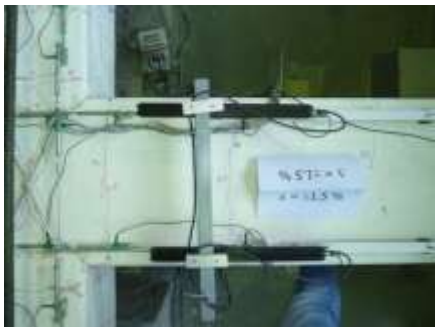
(1 de 3)

Provete IPB		
Imagem	Esquema	<i>drift</i>
		0,1%
		0,2%
		0,3%
		0,5%

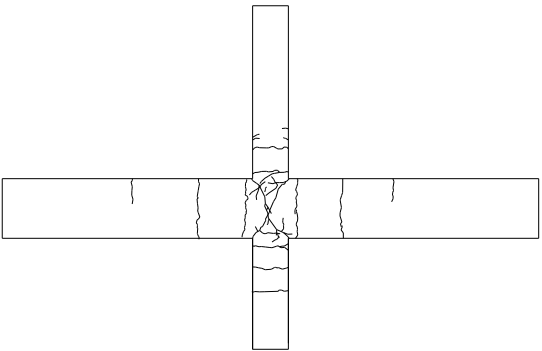
(2 de 3)



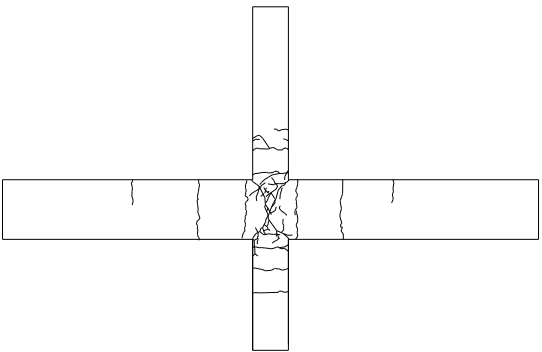
1%



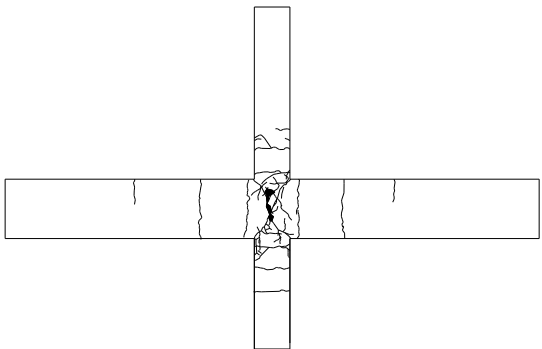
1,5%



2%



2,5%



3%

(3 de 3)


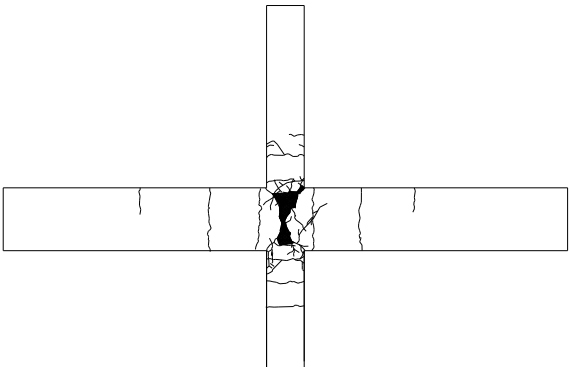

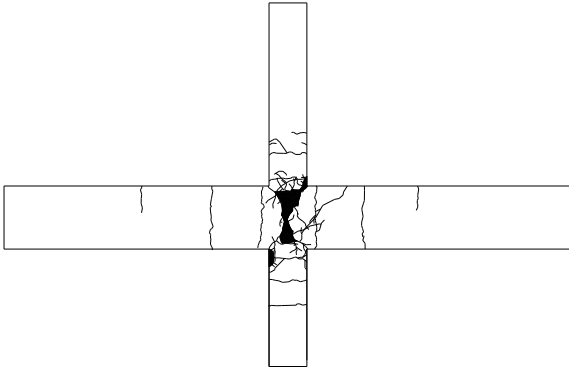
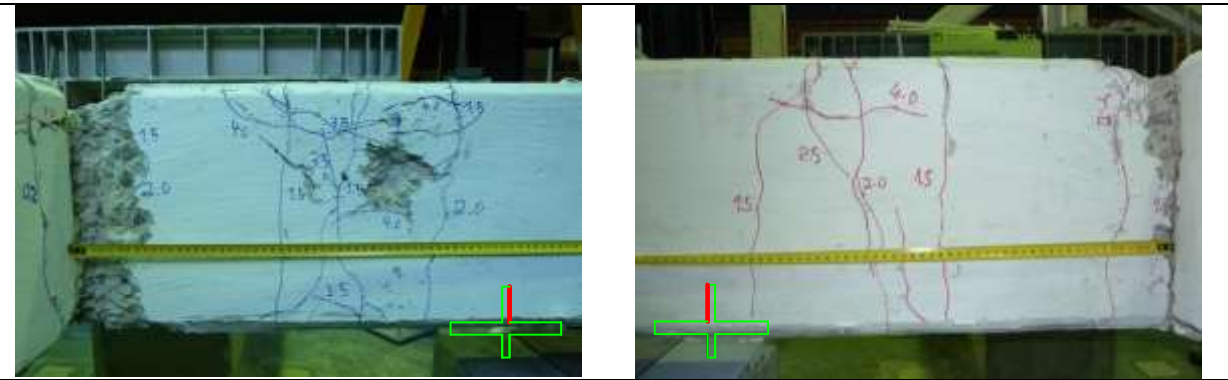
		3,5%
		4%

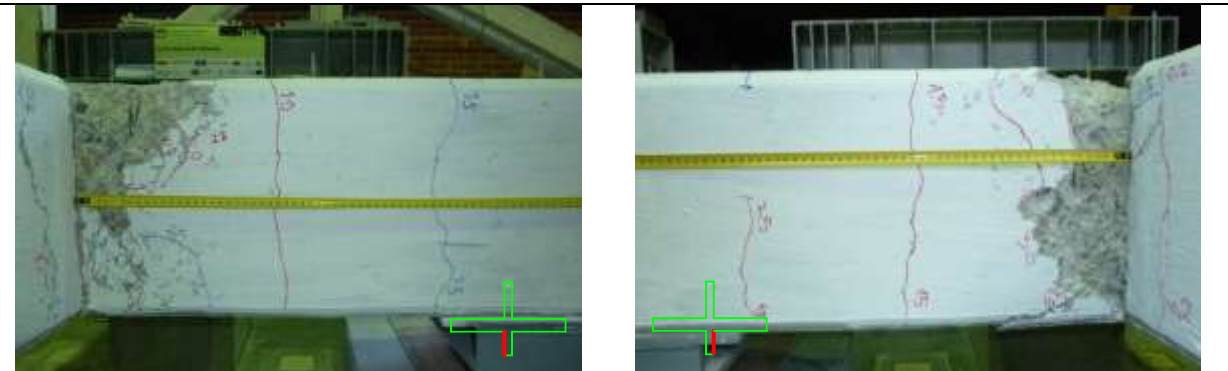
Tabela 27 - Estado do dano final nos elementos (IPB)

(1 de 2)

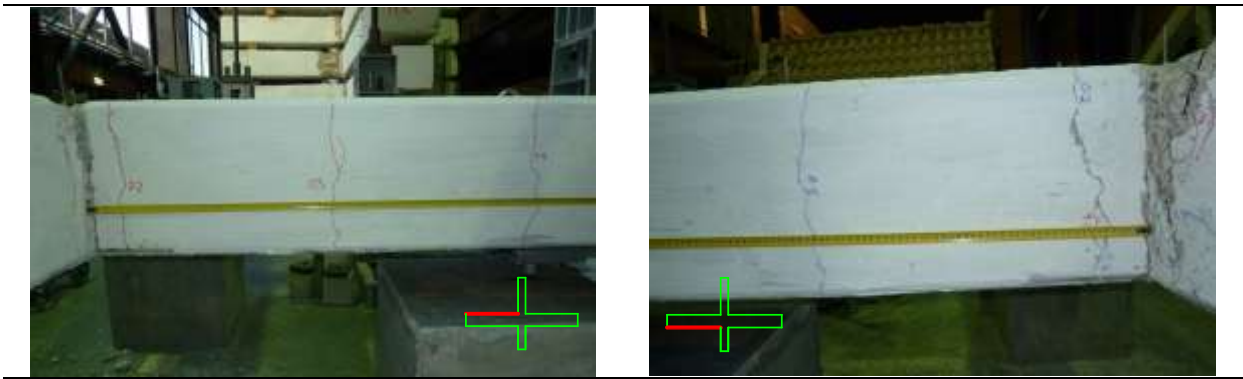
Pilar superior



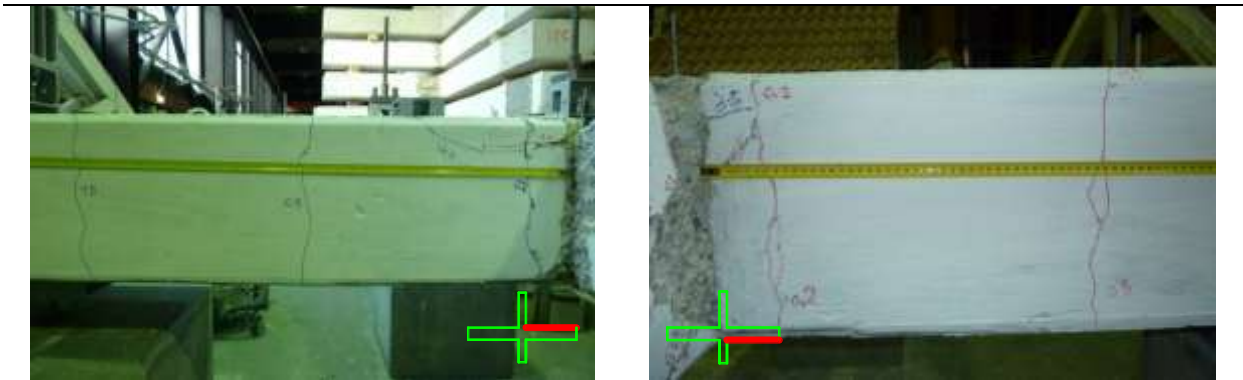
Pilar inferior



Viga esquerda




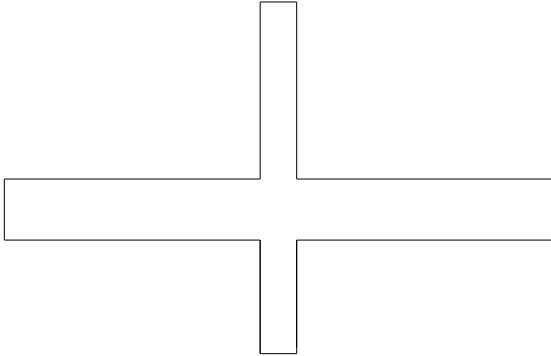
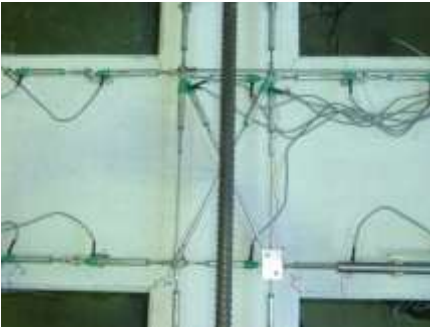
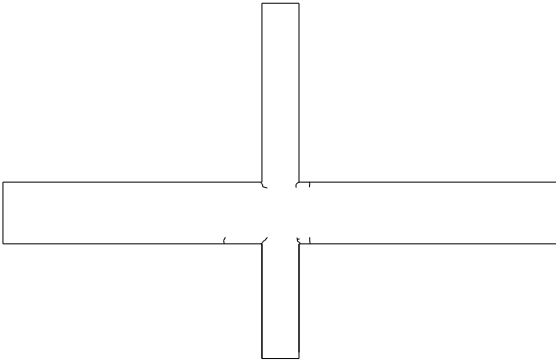

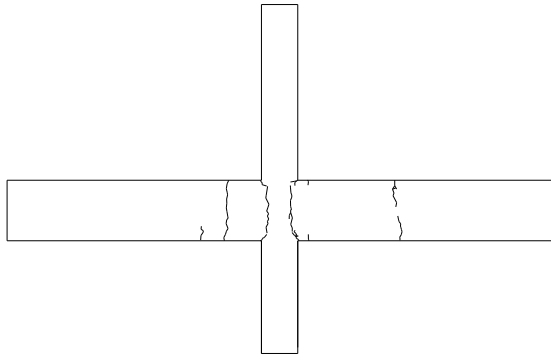
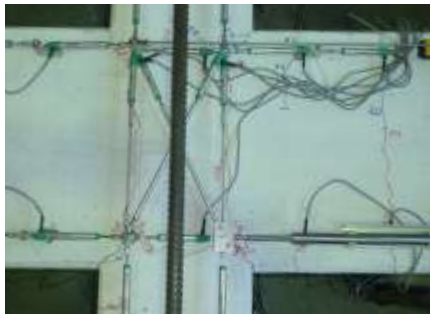
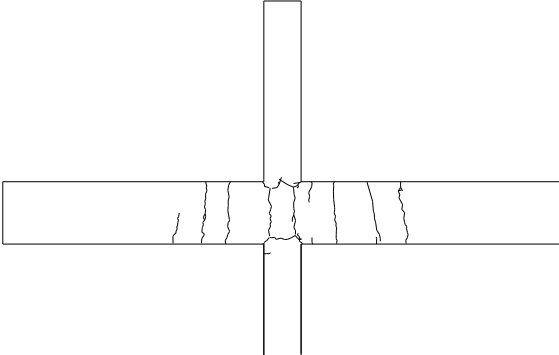
Viga direita



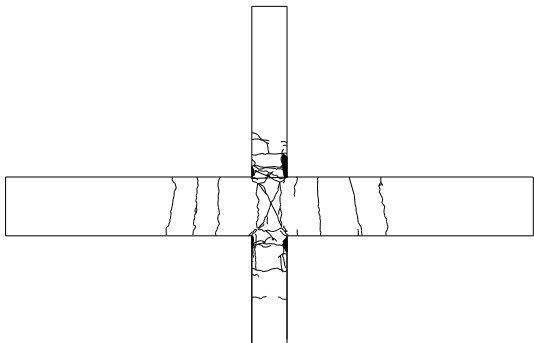
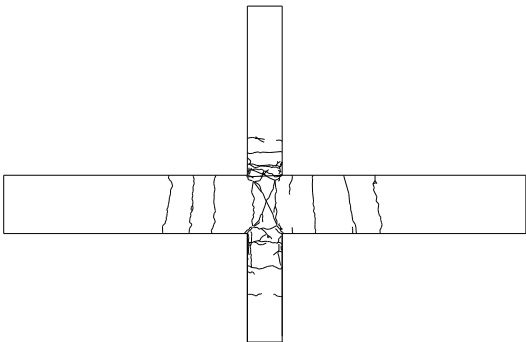
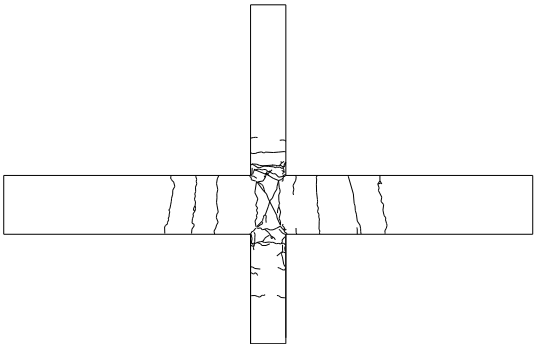
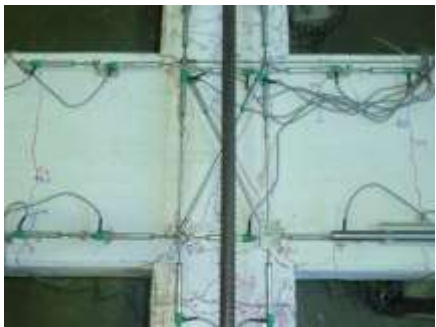
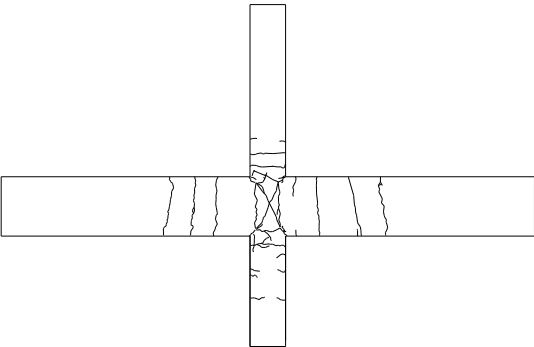
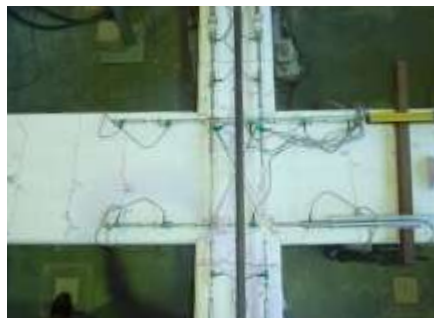
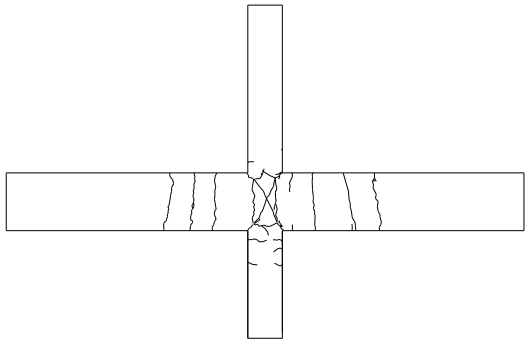
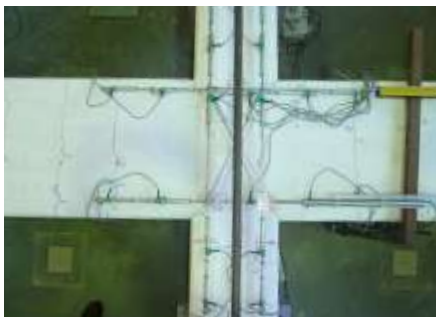
Anexo 4 – Provete IPD

Tabela 28 – Danos observados por *drift* (IPD)

(1 de 3)

Provete IPD		
Imagem	Esquema	<i>drift</i>
		0,1%
		0,2%
		0,3%
		0,5%

(2 de 3)



(3 de 3)

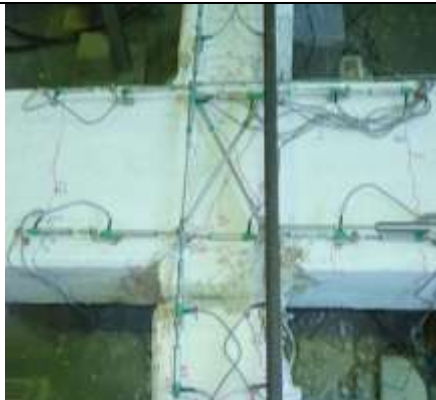
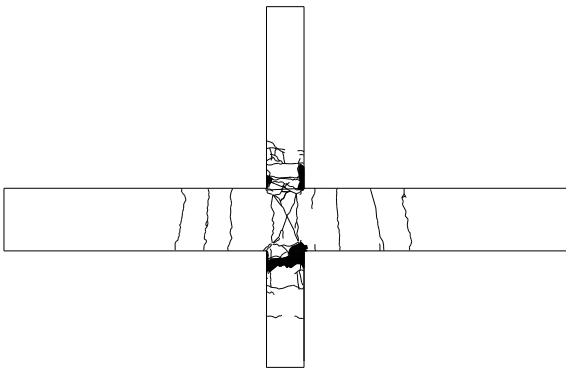
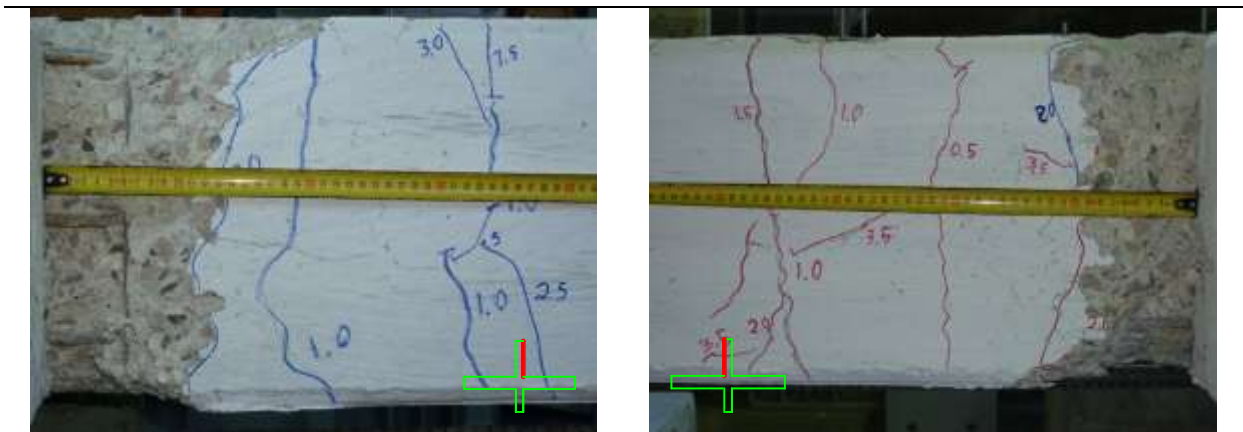
		3,5%
-	-	4%

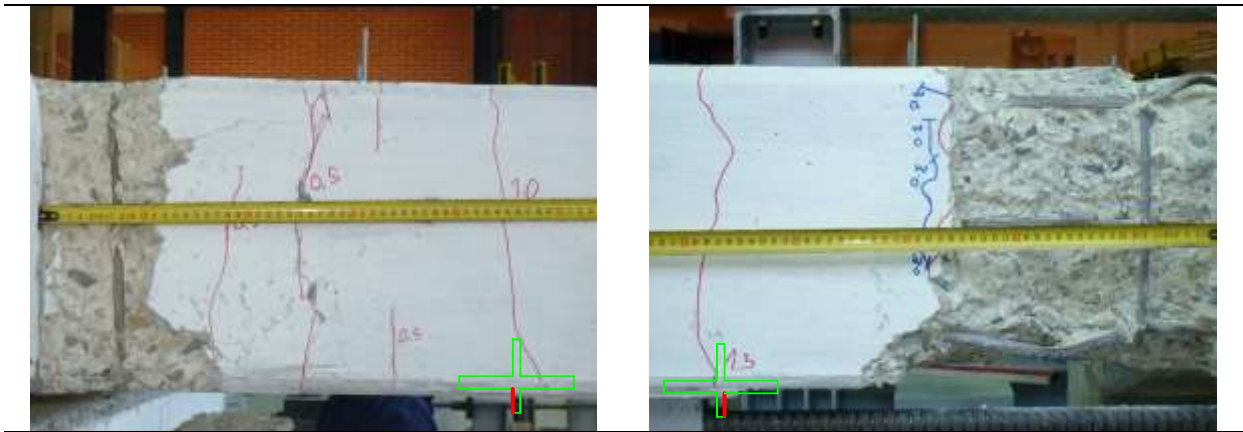
Tabela 29 - Estado do dano final nos elementos (IPD)

(1 de 2)

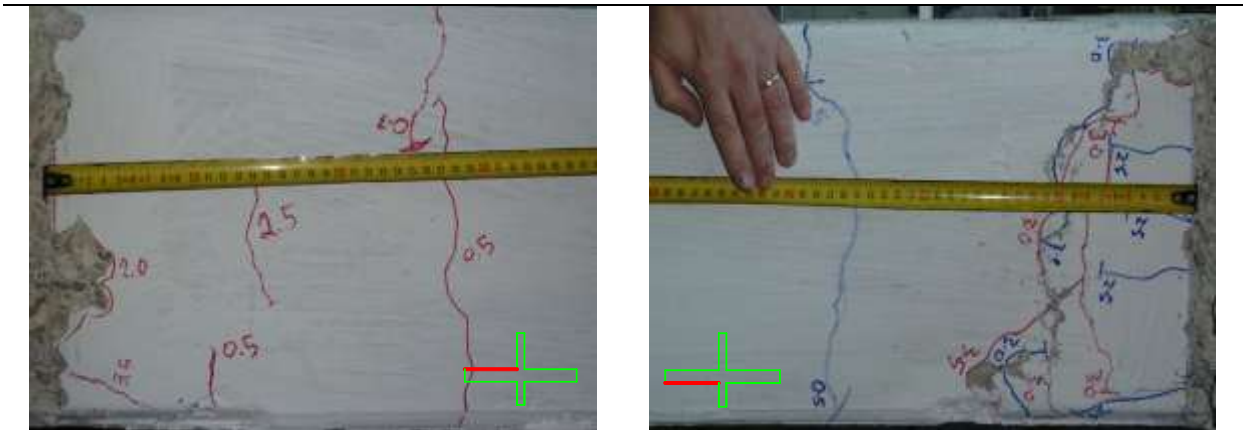
Pilar superior



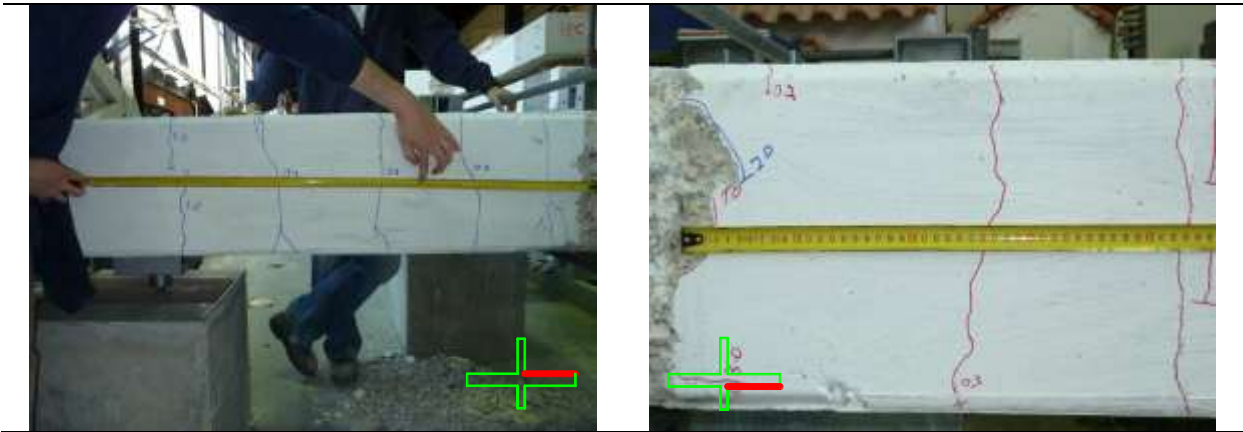
Pilar inferior



Viga esquerda



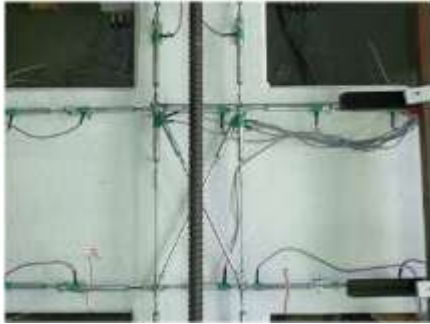
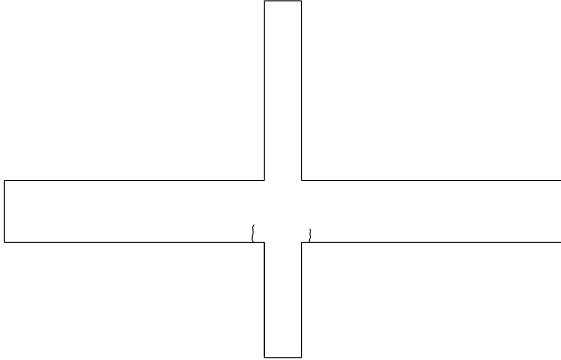
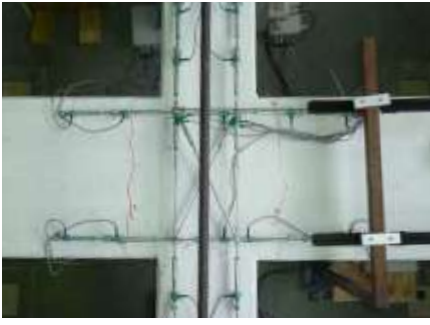
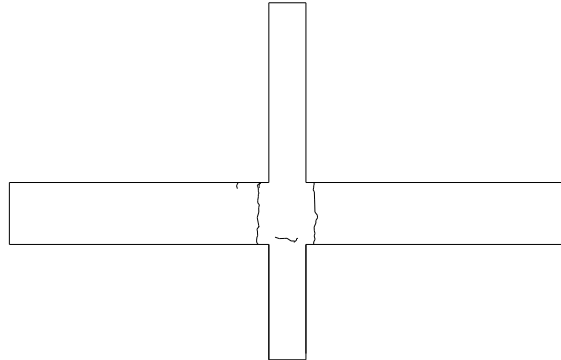
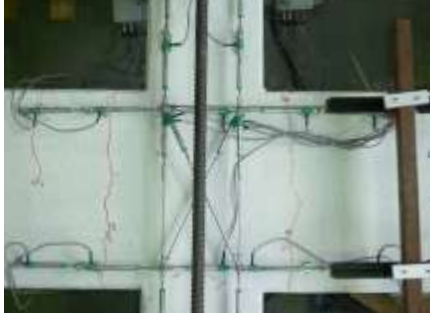
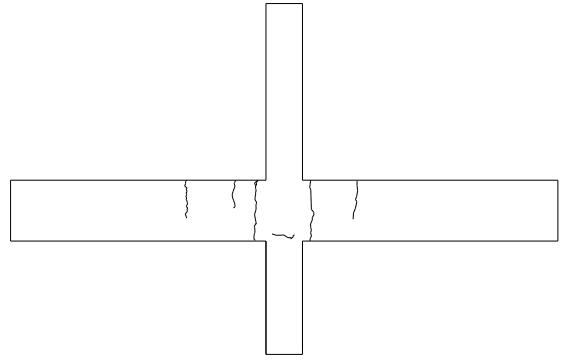

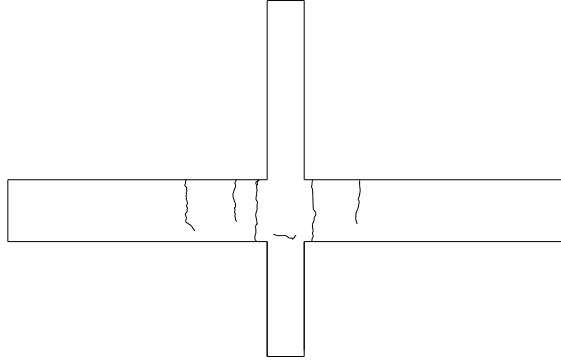
Viga direita



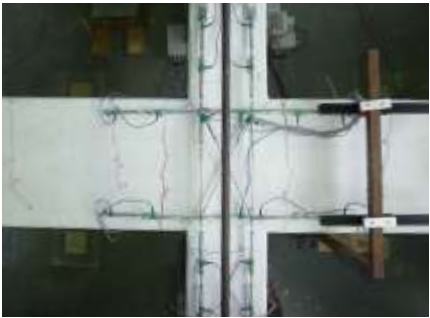
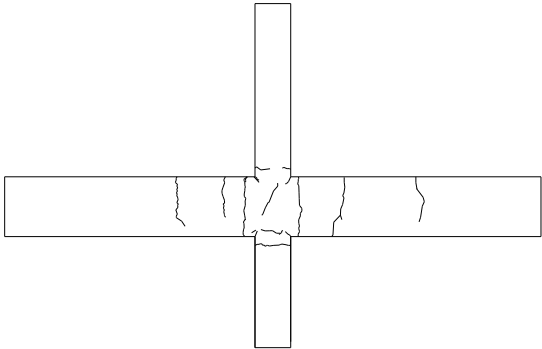
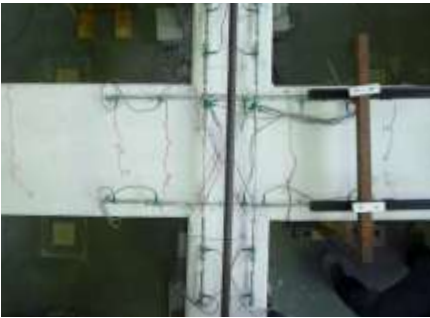
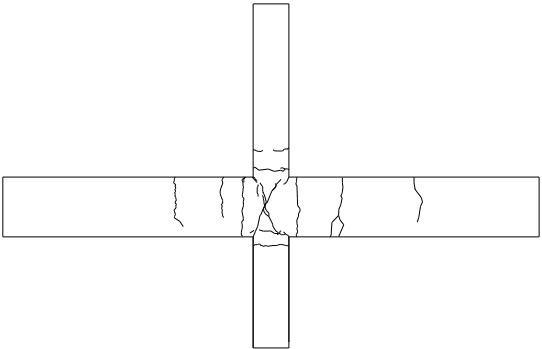

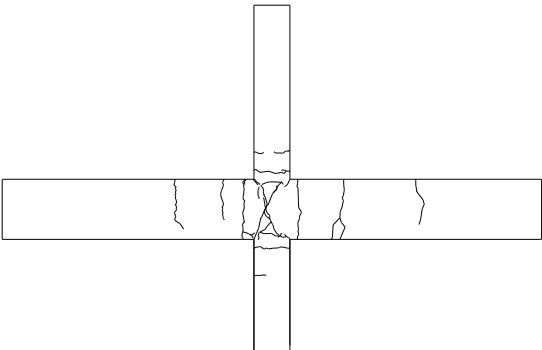
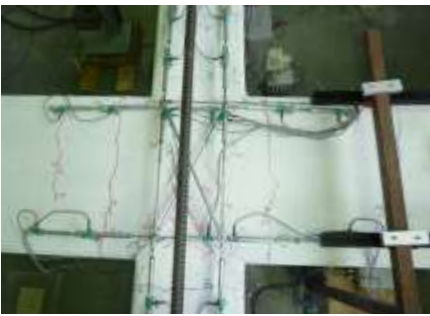
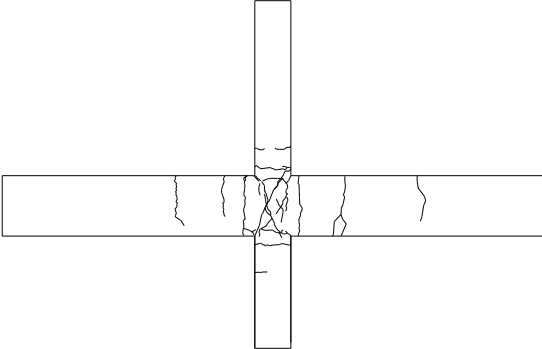
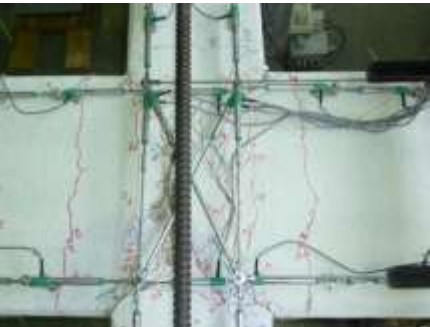
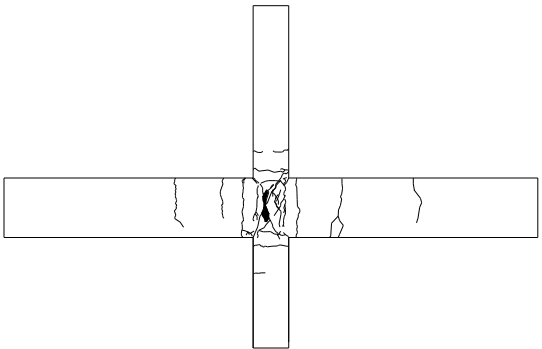
Anexo 5 – Provete IPE

Tabela 30 – Danos observados por *drift* (IPE)

(1 de 3)

Provete IPE		
Imagem	Esquema	<i>drift</i>
		0,1%
		0,2%
		0,3%
		0,5%

(2 de 3)

		1%
		1,5%
		2%
		2,5%
		3%

(3 de 3)


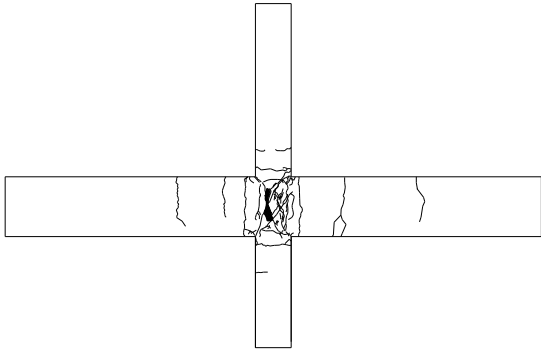
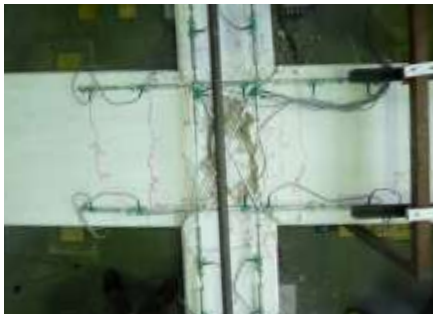
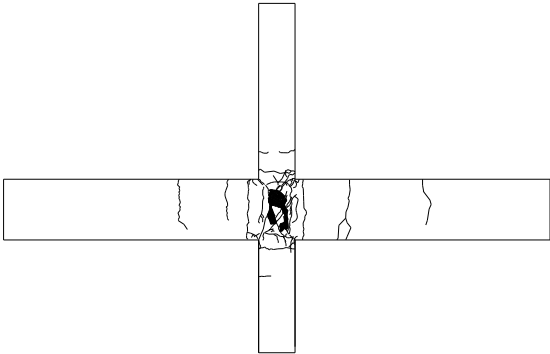
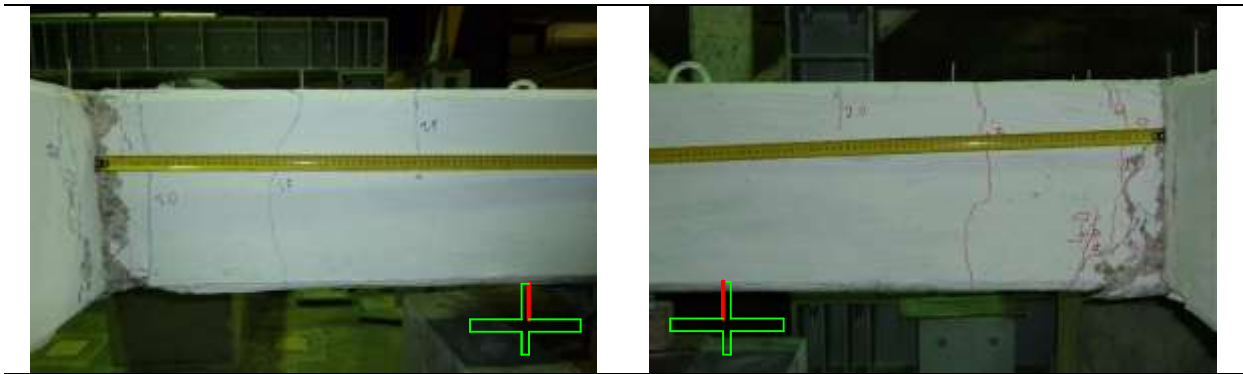
		3,5%
		4%

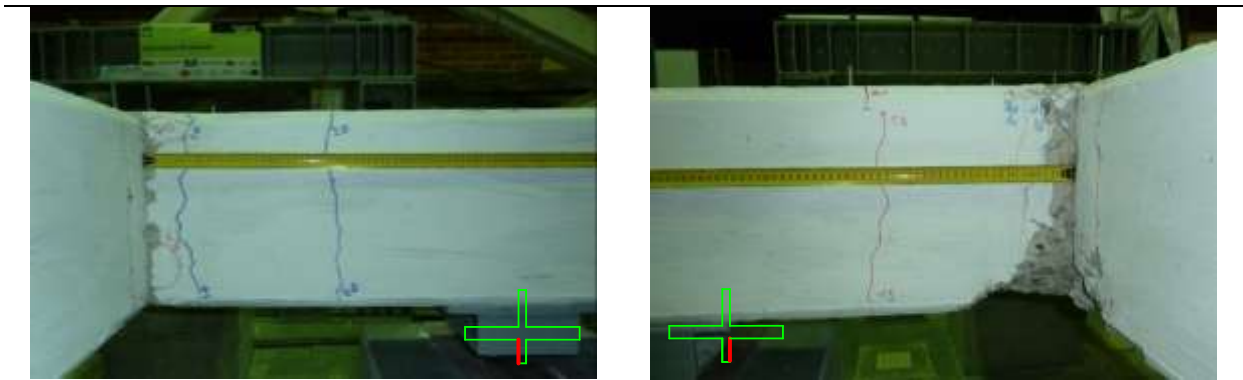
Tabela 31 – Estado do dano final nos elementos (IPE)

(1 de 2)

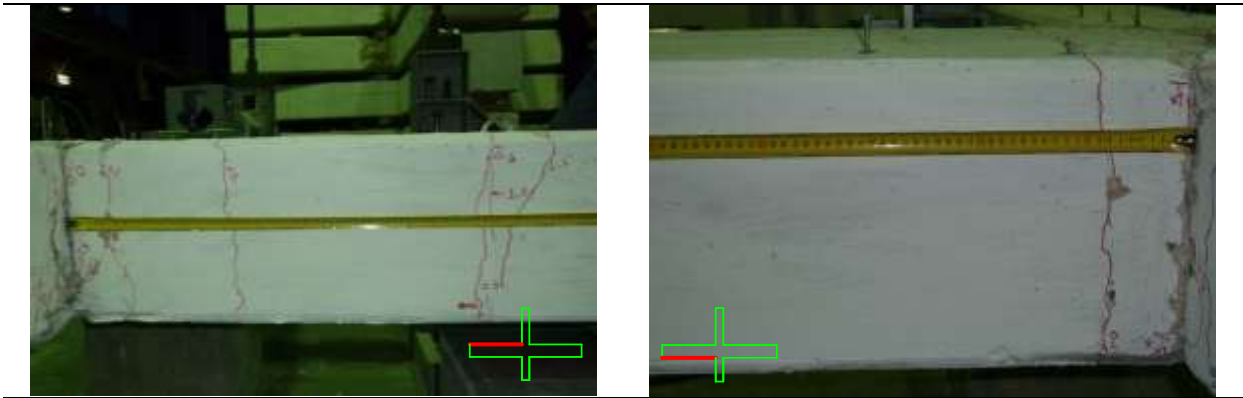
Pilar superior



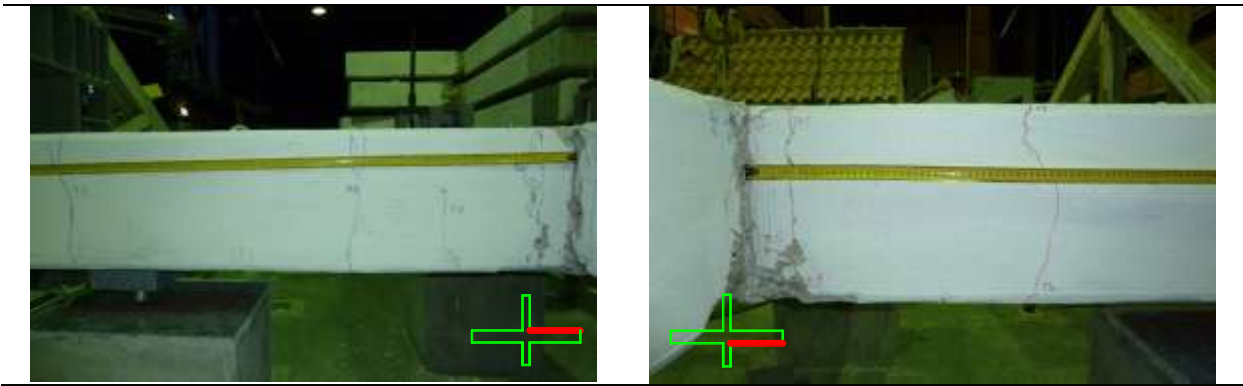
Pilar inferior



Viga esquerda



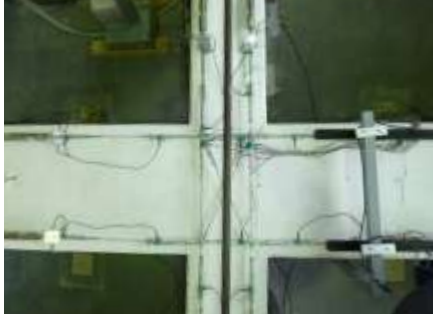
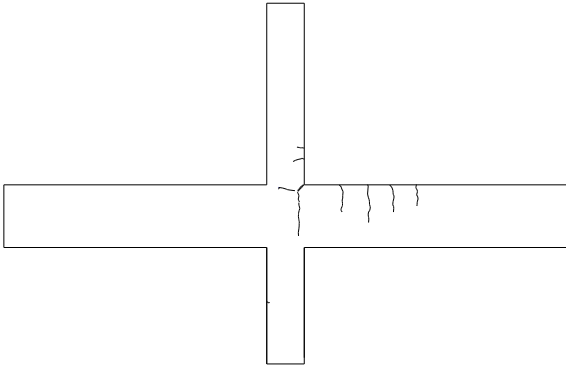
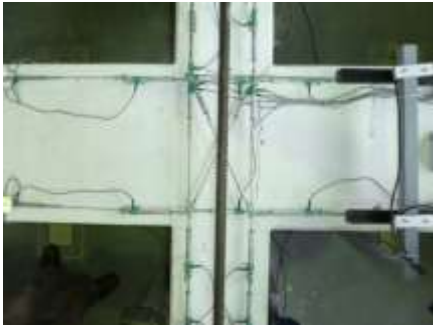
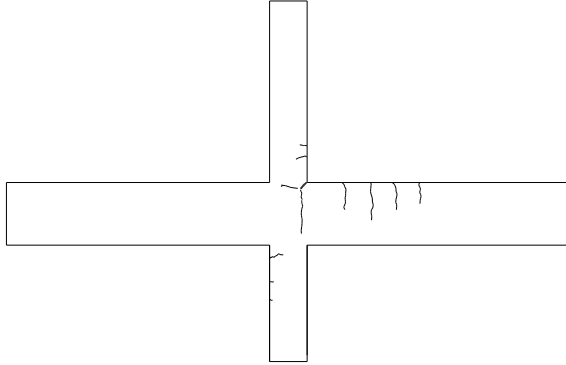
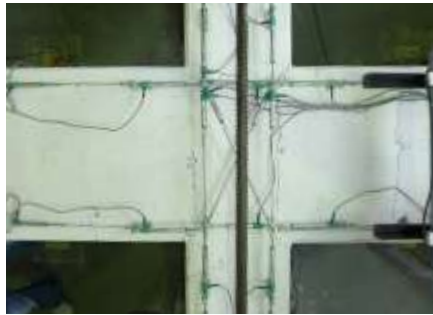
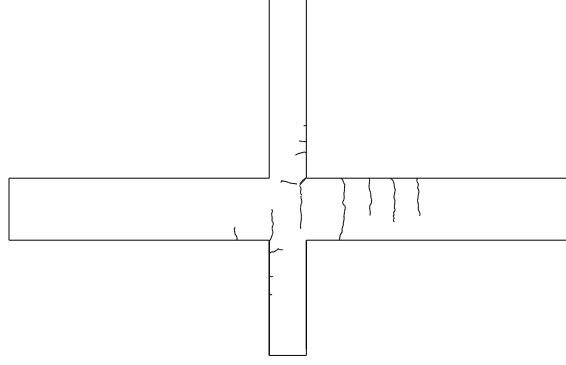
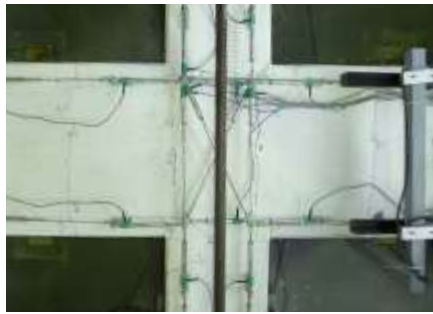
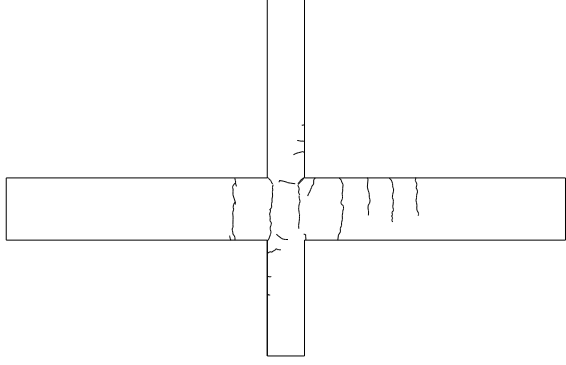
Viga direita



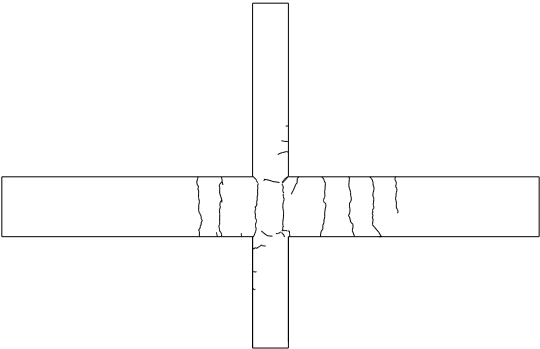
Anexo 6 – Provete ID

Tabela 32 – Danos observados por *drift* (ID)

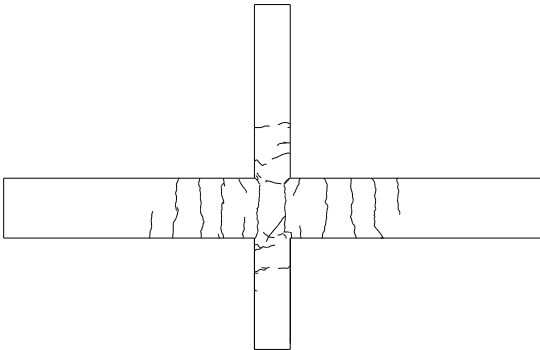
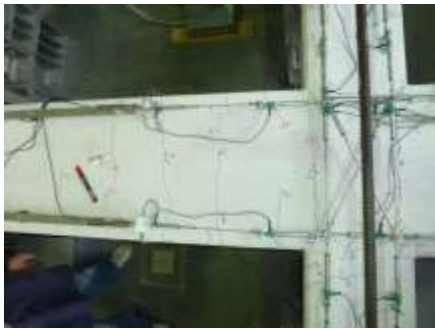
(1 de 3)

Provete ID		
Imagem	Esquema	<i>drift</i>
		0,0%
		0,1%
		0,2%
		0,3%

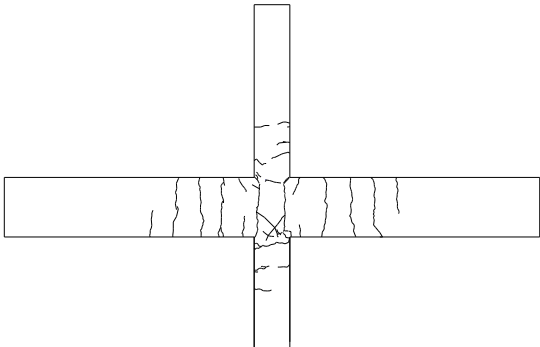
(2 de 3)



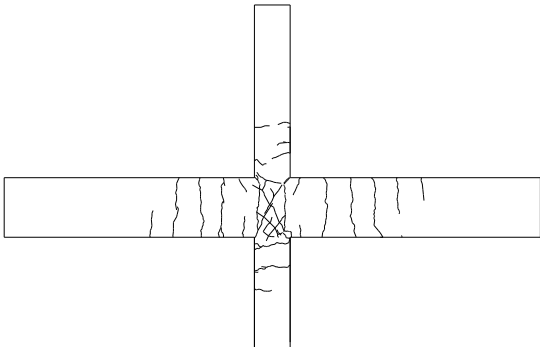
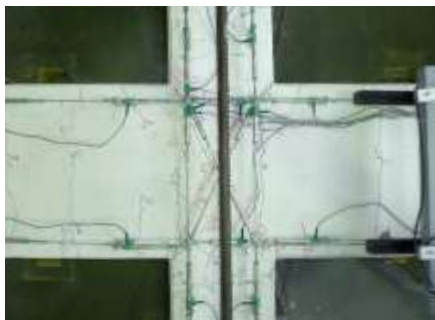
0,5%



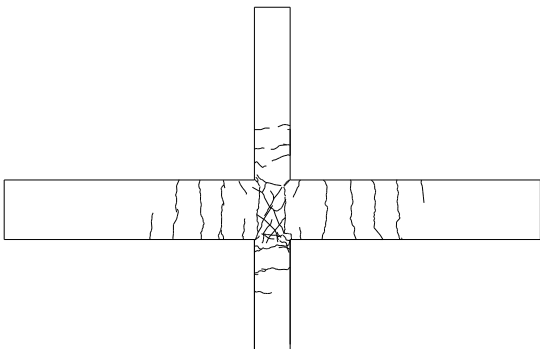
1%



1,5%



2%



2,5%

(2 de3)


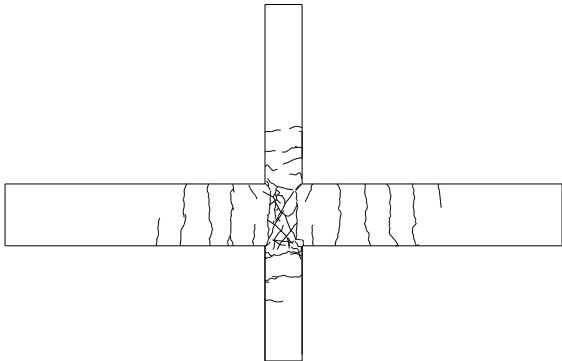

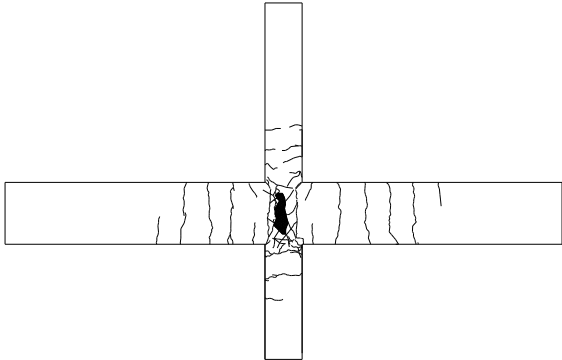

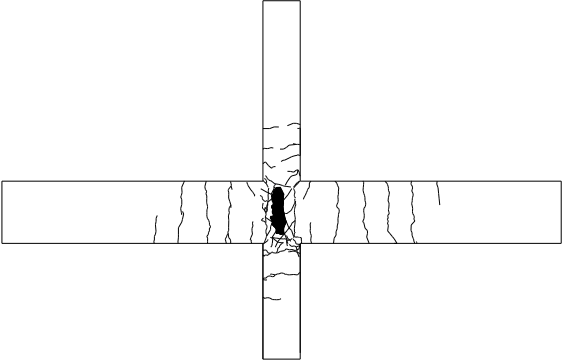
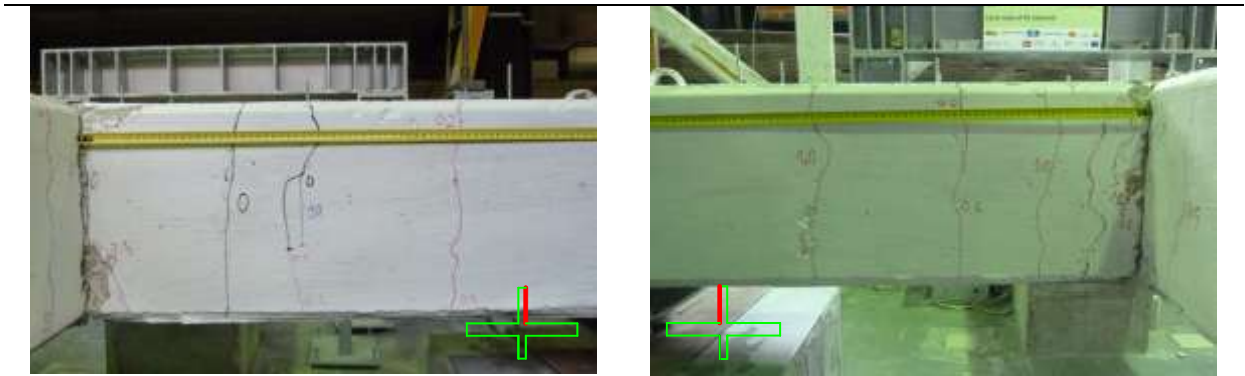
		3%
		3,5%
		4%

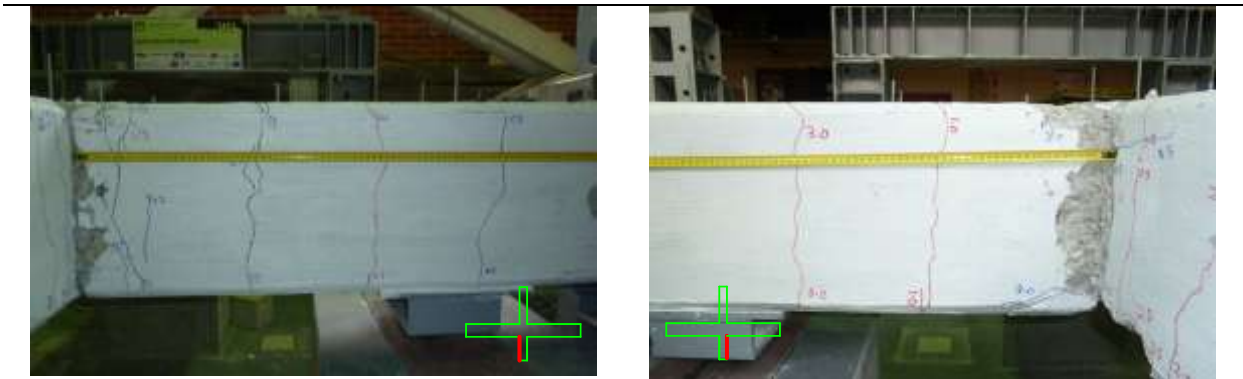
Tabela 33 - Estado do dano final nos elementos (ID)

(1 de 2)

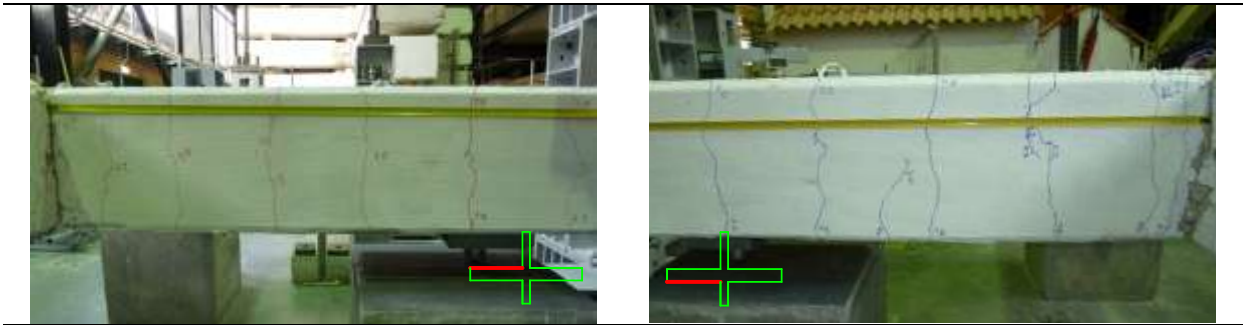
Pilar superior



Pilar inferior



Viga esquerda



Viga direita

